

# Trabajo Fin de Grado

Análisis estructural y relación con su contexto  
histórico del viaducto ferroviario de Santa Linya

Structural analysis and the relationship with the  
historical context of the Santa Linya railway  
viaduct

Autor/es

Marcos Gracia Cadarso

Director/es

Miguel Ángel Martínez Barca

Octavio Aríñez Bruna

Escuela de Ingeniería y Arquitectura de Zaragoza

2020

## ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN .....	2
1.1.	Objeto.....	2
1.2.	Alcance .....	2
2.	ESTUDIO HISTÓRICO DEL FERROCARRIL.....	4
2.1.	La línea Saint Giron - Baeza .....	4
2.2.	La Instrucción de 1925 .....	5
3.	DESCRIPCIÓN Y DISEÑO DEL TRAMO .....	11
3.1.	Antecedentes al proyecto final .....	11
3.2.	Tramo central del Viaducto.....	14
3.2.1.	Planos y Geometría .....	15
3.2.2.	Cálculos realizados para el diseño.....	18
4.	MODELO FEM.....	23
4.1.	Condiciones de contorno .....	24
4.2.	Malla.....	25
5.	CARGAS APLICADAS Y RESULTADOS OBTENIDOS .....	28
5.1.	Hipótesis Instrucción de 1925 .....	28
5.1.1.	Primera hipótesis Instrucción de 1925.....	28
5.1.2.	Segunda hipótesis Instrucción de 1925.....	31
5.1.3.	Tercera hipótesis Instrucción de 1925 .....	36
5.1.4.	Cuarta hipótesis Instrucción de 1925.....	40
5.2.	Modos de Vibración .....	43
5.3.	Tren de carga.....	45
5.3.1.	Material móvil de la normativa .....	46
5.3.2.	Prueba realizada en 1949.....	47
5.3.3.	Tren dels Llacs .....	48
6.	RESUMEN Y CONCLUSIONES .....	50
7.	ANEXOS .....	52
7.1.	Geometría y Áreas necesarias.....	52
7.2.	Análisis de sensibilidad.....	54
7.3.	Cargas y resultados obtenidos .....	58
7.3.1.	Cálculos detallados Hipótesis .....	58
7.3.2.	Cálculos detallados Modos de Vibración .....	69
7.3.3.	Cálculos detallados Tren de Cargas.....	70
8.	BIBLIOGRAFÍA.....	80

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Objeto

El Viaducto de Santa Linya fue una construcción realizada en la primera mitad del siglo XX sobre el embalse de Camarasa, el cual cruza el barranco de Santa Linya. Pertenece al proyecto de la ambiciosa línea Saint Giron - Baeza, que buscaba vertebrar España sin pasar por la capital uniendo el sur de la península ibérica con el sur de francés promovida por diversos intereses tanto de España como de Francia. Forma parte del trozo 1º de la sección 3ª del tramo entre Lérida-Pobla de Segur.



Figura 1. Viaducto de Santa Linya atravesado por el Tren dels Llacs [1]

La primera vez que este Viaducto fue atravesado por un tren fue en 1949 cuando se realizaron las pruebas de carga con “*dos pesadas locomotoras Montaña* [2]” y, en la actualidad, dicho tramo sigue en activo y es atravesado normalmente por un tren turístico.

Las altas dificultades a la que tuvieron que hacer frente los ingenieros de la época quedan reflejadas en los numerosos proyectos desechados y en la singularidad del diseño, además de incrementos presupuestarios derivados de estas dificultades y de aumentos en el precio unitario de los materiales, derivados de los numerosos conflictos bélicos de principios del siglo XX.

El tramo central fue diseñado con 58,7 metros de luz con forma de vientre de pez de tablero superior. En los apoyos el tramo consta de 2,55 metros de altura y en el punto central alcanza 7,75 metros de flecha. Con el corte transversal se observa una sección en forma de trapecio en el que las cabezas inferiores de las vigas principales aumentan su separación buscando aumentar la rigidez transversal, pasando de 3 metros en los apoyos y de 5,039 en el punto central.

### 1.2. Alcance

Este Trabajo de Fin de Grado, se centrará en el tramo metálico del viaducto, siguiendo la estructura de la tesis doctoral “*Puentes metálicos ferroviarios en Aragón y su entorno. Visión histórica y estructural* [3]”, por lo que, el trabajo se puede dividir en dos partes.

La primera parte estará enfocada en la contextualización histórica del tramo metálico, la cual se podrá dividir en dos apartados.

Por un lado, se realizará la contextualización en un nivel más general, en donde se abordará lo referente a la línea de Saint Giron-Baeza, tanto la motivación de construcción como ciertos aspectos relevantes de esta línea, centrándose en el tramo que une Lérida con Pobla de Segur. Además, se estudiará los aspectos más relevantes de la Instrucción de 1925 [4], que es la normativa vigente en el momento de diseño y construcción del viaducto. En este punto, se

pondrá especial énfasis en el análisis de las cargas, ya que determinarán posteriormente las simulaciones.

Por otro lado, se centrará la descripción del tramo metálico poniendo especial atención en el segundo proyecto reformado realizado por Lorenzo Ochando en 1944 [5]. Se comentarán los aspectos más relevantes del proyecto y se dará una visión de los planos, la geometría y cálculos realizados.

La segunda parte del trabajo estará centrada en el modelado del viaducto en un programa de elementos finitos. Las simulaciones y cálculos serán realizados con el software ANSYS 18.1 con su módulo Workbench. Se realizarán diversas hipótesis de carga para observar el comportamiento del tramo.

Finalmente, se analizarán los resultados obtenidos y se extraerán las conclusiones de dichos resultados y del diseño final que se realizó del viaducto.

## 2. ESTUDIO HISTÓRICO DEL FERROCARRIL

### 2.1. La línea Saint Giron - Baeza

La línea de Saint Giron – Baeza fue una línea diseñada y comenzada a llevar a cabo entre los siglos XIX y XX, su ambicioso proyecto buscaba unir Francia con el territorio español, el cual sería atravesado de norte a sur. Después de sobreponerse a numerosos contratiempos, la línea nunca llegó a acabarse quedando diversos tramos incompletos y abandonados. [2] [6]

En el siglo XIX, los intereses coloniales de Francia motivaron la unión de forma rápida de la capital (París) con sus colonias del norte de África. Esta situación, unida al intento recurrente de España de realizar un eje ferroviario que atravesase la península sin pasar por la capital del país, llevó a la creación de numerosos anteproyectos en este siglo. Los anteproyectos valoraban la mejor forma de atravesar el Pirineo para unir ambos territorios, ya que se debían buscar zonas que facilitaran la construcción y a su vez no aumentaran en exceso la longitud del recorrido. Algunas de los trayectos elegidos para atravesar los Pirineos fueron Somport (en 1928), al norte de la comunidad de Aragón; y por el puerto de Salau, el camino elegido para realizar la línea que incumbe en el trabajo (finalmente no se llevó a cabo). Una de las mayores dificultades de atravesar los Pirineos, además de superar los accidentes geográficos, era el cambio de ancho de vía, ya que el empleado en la península ibérica era de 1,668 m mientras que el ancho del resto de Europa era de 1,435 m. [2]

A pesar de los acuerdos firmados a finales del siglo XIX y a principios del siglo XX, numerosos impedimentos hicieron que no sea hasta los años 20, con la dictadura de Primo de Rivera, cuando se inicia la construcción de la línea que unirá Baeza (Jaén) con Saint Giron (Francia). Dicha línea se dividiría en seis secciones para su construcción y uniría distintas provincias de la península como son Jaén, Albacete, Teruel y Lérida. [2]

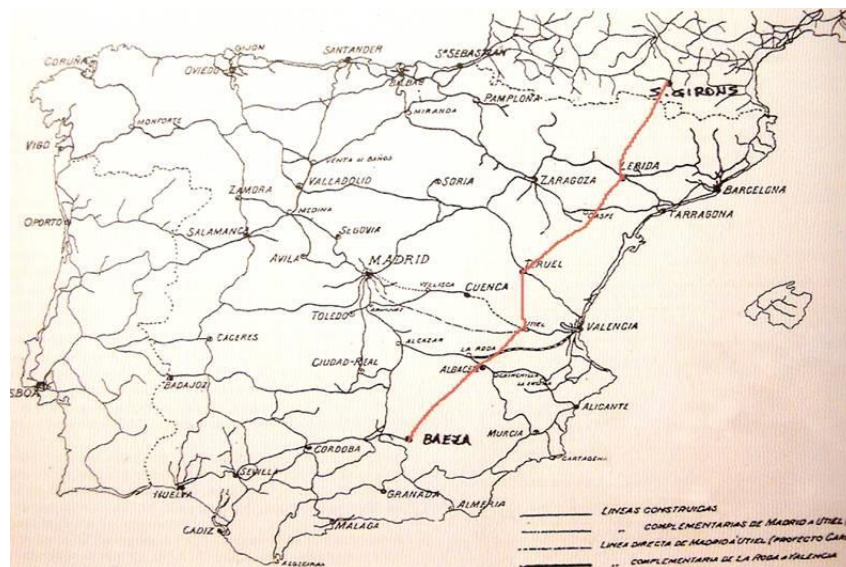


Figura 2. Línea Saint Giron – Baeza [7]

Las seis secciones comentadas se dividían en [2] [6]:

- Sección entre Saint Giron y Poble de Segur.
- Sección entre Poble de Segur y Lérida.
- Sección entre Lérida y Alcañiz.

- Sección entre Alcañiz y Teruel.
- Sección entre Teruel y Utiel.
- Sección entre Utiel y Baeza.

La única sección terminada al completo fue la sección Lérida - Poble de Segur, la cual tampoco se encontró exenta de dificultades. Las condiciones geográficas, una actividad agrícola elevada y los múltiples conflictos bélicos de la primera mitad del siglo XX llevaron a la dilatación de los plazos de las obras. Los 41 túneles y los 31 puentes y viaductos quedan como reflejo de los numerosos accidentes geográficos a los que se tuvieron que enfrentar los ingenieros de la época para superar las condiciones del terreno. [2] [6]

Para la construcción de los 89,35 km de trayecto que unen Lérida con Poble de Segur se subdividieron en otras cuatro secciones. La primera sección de 26 km une a Lérida y Balaguer siguiendo el recorrido del río Segre por su margen derecha. Esta sección se finalizó en 1924, fue la única que se consiguió finalizar antes de la explosión del conflicto que paralizó el país y, con ello, numerosas obras públicas entre el año 1936 y 1939, la guerra civil española. Las tres secciones restantes ya fueron finalizadas por RENFE (Red Nacional de Ferrocarriles Españoles) después del conflicto bélico español. La segunda sección de 14 km unirá Balaguer a Sant Llorenç de Montgai (1949). La tercera sección de 38 km unirá Sant Llorenç de Montgai a Tremp (1950), atravesando las montañas de Sant Llorenç de Montgai y el embalse de Camarasa; y la cuarta sección de 12 km de Tremp a Poble de Segur (1951), siguiendo el trazado del río Noguera Pallaresa. [2] [8] [9]

Una vez finalizado el trayecto hasta Poble de Segur, se intentó completar el tramo hasta Sort, para cumplir con los tratados internacionales, pero finalmente se optó por el abandono del proyecto. [2] [6]

En la tercera sección, entre Sant Llorenç de Montgai y Tremp, es donde se encuentra el Viaducto de Santa Linya, objeto de estudio del trabajo. Las dificultades geográficas de esta sección en particular llevaron a la construcción de numerosos viaductos y túneles para superarlas. [2]



Figura 3. Trazado del Tren dels Llacs [9]

La sección entre Lérida y Poble de Segur ha sobrevivido hasta la actualidad (no sin dificultades) siendo el Tren dels Llacs el que recorre el trazado desde 2007. El tramo entre Lérida y Balaguer es empleado como tren de cercanías siendo el tramo con más afluencia de gente. El resto del trazado es empleado como tramo turístico gracias a los accidentes geográficos y a los numerosos embalses y ríos que se pueden observar en el trayecto. [8] [9]

## 2.2. La Instrucción de 1925

La normativa vigente en el momento del diseño y construcción del tramo metálico era la Instrucción de 1925 [4], publicada el 24 de octubre de dicho año y “*es obra íntegra del Ingeniero de Caminos Canales y Puertos Domingo Mendizábal Fernández (1877-1964) [3]*” motivado por el aumento considerable del peso y velocidad de las locomotoras. Domingo Mendizábal realizó



un trabajo de análisis de numerosas normativas internacionales para la realización de la Instrucción, destacando la normativa argentina (1916) y la normativa suiza (1913). [3] [4]

Dicha Instrucción fue creada para sustituir a la que se encontraba vigente hasta dicho momento, la Instrucción de 1902, la cual se quedó tempranamente obsoleta, debido a que en su redacción no se tuvieron en cuenta el aumento de peso del material móvil y la mayor velocidad que podría alcanzar en los años siguientes. Esto conllevó la realización de refuerzos y sustituciones en numerosos tramos metálicos en los años anteriores. [3] [4]

Con la Instrucción de 1925, se consiguió aunar los diversos criterios seguidos en los años anteriores de su publicación *“ya que se había llegado a un vacío legal [3]”* por la falta de modernidad de la Instrucción de 1902. En la Instrucción de 1925, se tuvo en cuenta los errores cometidos en la anterior, y se decidió sobredimensionar las cargas a cumplir con la idea de que pudiera soportar el paso de los años con seguridad. La sobredimensión con respecto a la anterior fue de un 35% lo que se refleja en que pueden hacer *“frente a las situaciones que se puedan dar incluso en los tiempos actuales [3]”*. [3] [4]

En el primer capítulo de la norma, aborda lo referente a ferrocarriles de vía normal (1.668 mm). Establece valores para la sobrecarga a emplear para la determinación de los momentos flectores y esfuerzos cortantes en función de la luz de los tramos. Determina los valores relativos a las cargas permanentes y los distintos tipos de trenes que deben tenerse en cuenta en los cálculos. Reparte uniformemente cargas provocadas por la acción del viento y los efectos provocados por el frenado y rozamiento, las variaciones de temperatura, las cargas laterales, las fuerzas centrífugas, así como los efectos dinámicos, los de montaje y lanzamiento. [4]

En otro apartado, se aborda las características de los distintos aceros empleados en la construcción de tramos metálicos, así como las pruebas a realizar, normalizando los distintos ensayos de tracción, plegados, punzonado... Los valores que debe cumplir en los ensayos son los mostrados en la *Figura 4*. [4]

MATERIALES	Valor mínimo de la carga de rotura — R = Kg. : m/m <sup>2</sup>	T R A C C I O N		Valor mínimo del coeficiente de calidad — R × 1	Compresión. Carga mínima de rotura — Kg. : m/m <sup>2</sup>	Corte o tronchadura transversal — Kg. : m/m <sup>2</sup>
		Alargamiento mínimo proporcional — 1 = %	Límite mínimo aparente de elasticidad — R = Kg. : m/m <sup>2</sup>			
Acero laminado.....	40	25	25	10,5	»	»
Acero para remaches.....	38	28	25	11,0	»	27
Acero fundido.....	45	18	22	9,0	100	»
Acero forjado.....	55	20	25	12,50	»	40

Figura 4. Tabla del artículo 23 [4]

Se determina las presiones sobre los apoyos que se deben tener en cuenta, resaltando la importancia de las cargas accidentales que se puedan producir; se fija los coeficientes de trabajo de los distintos metales, por ejemplo el coeficiente del acero laminado es de 11 kg/mm<sup>2</sup> cuando trabaja a tracción/compresión y de 1/5 de ese valor para cortadura; se comenta que se debe adoptar la hipótesis más desfavorable en cuanto a las acciones del viento y otros esfuerzos como el esfuerzo generado por el coeficiente de impacto para el estudio de la estabilidad transversal, cuyo coeficiente nunca debe ser menor de 1,5. [4]

Aparece en la instrucción un artículo dedicado al modo en el que se deben combinar los efectos de distintos esfuerzos simultáneos otorgándole una importancia relevante a estos efectos. [4]

Hay apartados dedicados únicamente a las disposiciones de las vigas principales, a los arriostramientos y a los aparatos de apoyo. [4]

En el capítulo dos de la Instrucción, se aborda todo lo establecido anteriormente, pero para tramos metálicos de vía estrecha (1.435 mm) ya que los valores varían de un tipo a otro por su diferencia de tamaño. En el resto de los capítulos, se aborda otros tipos de vía de igual forma. [4]

#### Normativa relativa a vía normal (capítulo primero)

- **Carga permanente (artículo 1) [4]**

La carga permanente considerada en el cálculo tiene en cuenta dos partes.

Por un lado, estarían los pesos por metro lineal o cuadrado de los elementos que se disponen a lo largo del tramo metálico, pero no forman parte de la estructura. Las cargas que disponer serían los pesos reales de los elementos, en caso de conocerse, u obteniéndose a partir de las densidades de los distintos materiales. Las densidades de los distintos materiales son los mostrados en la *Figura 5*, según la instrucción.

Hierro soldado.....	7.800	Kg. m <sup>3</sup> .
Aceros laminados.....	7.850	» »
Hierro fundido.....	7.250	» »
Aceros moldeados.....	7.800	» »
Plomo.....	11.400	» »
Madera húmeda.....	1.050	» »
Ballasto.....	1.500	» »
Hormigón de arena gruesa y grava.....	2.200	» »
Fábrica de ladrillo y cemento.....	2.700	» »
Hormigón armado.....	2.400	» »
Asfalto.....	1.750	» »

*Figura 5. Datos del artículo 1 [4]*

Por otra parte, estaría el peso de la misma estructura. En primer lugar, se aproximaría como base de cálculos un peso de la estructura supuesto “*utilizando fórmulas, diagramas de pesos o por la comparación con otros tramos de condiciones semejantes ya construidos* [4]”. Una vez diseñado el tramo, se calcularía el peso real del tramo. En caso de que el peso real del diseño fuera superior al calculado con la aproximación primera, se debería recalculan las cargas con esta nueva carga permanente. Si los esfuerzos no aumentarían en más de un 3%, el diseño se consideraría correcto. Sin embargo, si los esfuerzos fueran superiores, se rediseñaría el puente hasta que en el cálculo no sobrepasará el 3% para poderse considerar correcto.

- **Sobrecargas (artículo 2) [4]**

Para el cálculo de la sobrecarga, se tendría en cuenta el paso de “un tren tipo, compuesto de dos locomotoras, con sus tén­ders, colocadas en cabeza en sentido normal de marcha seguidas de un número indefinido de vagones cargados [4]”. Los pesos y dimensiones considerados para estos trenes tipos son los que se muestran en la *Figura 6*.



CARACTERISTICAS DE	MAQUINA	TENDER	VAGON CARGADO
Longitud total.....	10,00 metros.	8,00 metros.	10,00 metros.
Número de ejes.....	5	4	4
Separación de las cabezas de los topes a los ejes extremos.....	1,50 metros.	1,50 metros.	1,00 metros.
Separación entre los ejes primero y segundo.....	2,50 —	1,50 —	1,50 —
Separación entre los ejes segundo y tercero.....	1,50 —	2,00 —	5,00 —
Separación entre los ejes tercero y cuarto.....	1,50 —	1,50 —	1,50 —
Separación entre los ejes cuarto y quinto.....	1,50 —	»	»
Carga del eje bisel.....	12.000 kilogramos.	»	»
Carga de los otros ejes.....	22.000 —	18.000 kilogramos.	16.000 kilogramos.
Peso total.....	100.000 —	72.000 —	64.000 —
Peso medio por metro lineal.....	10.000 —	9.000 —	6.400 —

Figura 6. Tabla del artículo 2 [4]

Estas cargas, se podrían sustituir por sobrecargas repartidas, siempre y cuando estas cargas generen “efectos superiores, o al menos iguales [4]” a los producidos por el tren tipo comentado con anterioridad. Los esfuerzos cortantes y los momentos flectores equivalentes a dos trenes tipo, se muestran en la *Figura 7*. Estas cargas son dependientes de la luz del tramo y sus unidades se encuentran por metro lineal.

LUCES	CALCULO de los momentos flectores	CALCULO de los esfuerzos cortantes	LUCES	CALCULO de los momentos flectores	CALCULO de los esfuerzos cortantes
—	—	—	—	—	—
Metros	Kg. : m. l.	Kg. : m. l.	Metros	Kg. : m. l.	Kg. : m. l.
1,00	52.000	52.000	45,00	9.710	10.500
2,00	26.000	32.500	50,00	9.540	10.250
3,00	19.500	26.000	55,00	9.360	10.060
4,00	19.500	24.375	60,00	9.180	9.870
5,00	18.720	21.840	65,00	9.010	9.710
10,00	12.800	14.900	70,00	8.850	9.550
15,00	11.620	13.170	75,00	8.710	9.420
20,00	10.780	11.950	80,00	8.580	9.290
25,00	10.310	11.560	85,00	8.470	9.180
30,00	10.120	11.260	90,00	8.360	9.070
35,00	9.930	11.020	95,00	8.260	8.980
40,00	9.890	10.750	100,00	8.170	8.900

Figura 7. Tabla del artículo 2 [4]

En este artículo 2 de la Instrucción [4], comenta también las sobrecargas que se deben tener en cuenta para tramos de doble vía y para tramos de pequeñas luces.

- **Acción del viento (artículo 3) [4]**

Para el cálculo de la acción del viento sobre la estructura, se deben considerar dos situaciones: tramo cargado o tramo descargado. En ambos casos será una carga horizontal de 170 kg/m<sup>2</sup> y 270 kg/m<sup>2</sup>, respectivamente. Para calcular las superficies que atender en el caso de tramo descargado, se debía calcular con la fórmula mostrada en la *Ecuación 1* siendo  $S_t$  la superficie total de las vigas y  $S_v$  la superficie de los huecos de las vigas.

$$S = (S'_t - S'_v) + (S''_t - S''_v) \frac{S'_v}{S'_t} +$$

$$+ (S'''_t - S'''_v) \frac{S''_v}{S''_t} + \dots$$

Ecuación 1. Ecuación del artículo 3 [4]

Para el cálculo del caso cargado, se hace una diferencia entre tramo con tablero superior, inferior e intermedio. En el caso de tablero superior, la superficie del tramo se calcula como en el caso de tramo descargado, pero hay que añadir las acciones generadas sobre el tren, las cuales se calculan como si el tren fuera “un rectángulo de 3,00 metros de altura colocado a 0,50 metros sobre la superficie de rodadura [4]”. El rectángulo se debe extender tanto como fuera necesario, para calcular los elementos en el caso más desfavorable. Además, en estos casos se supondría que el tren debía circular vacío con una sobrecarga por metro lineal de 1.300 kg.

Por último, hay que añadir en ambos casos las acciones generadas por el viento sobre los elementos externos de la estructura en los que el viento puede generar acciones.

Cabe destacar, que, en caso de encontrarse en el diseño con unas acciones de una importancia superior o inferior, los autores del proyecto podían editar estas cargas para adaptarse a las características particulares del proyecto.

- **Frenado y rozamiento (artículo 4) [4]**

Se debería realizar el efecto del frenado sobre la superficie de rodadura del tramo siendo de “1/7 del peso de los ejes de las máquinas y 1/12 del de los ejes de los vagones [4]”. Estos valores serían para los trenes de adherencia, sin embargo, para los trenes de cremallera se deberían calcular los efectos máximos que pudiera generar.

- **Variaciones de temperatura (artículo 5) [4]**

Se debería considerar que el tramo está expuesto a una variación de temperatura de 30°C de la temperatura media de la zona en la que se dispondrá el tramo, pudiendo ser variada en caso de que los elementos estén expuestos a una variación de mayor valor.

- **Cargas laterales (artículo 6) [4]**

Para el cálculo de las cargas laterales, se tendrá en cuenta una fuerza lateral igual al 20% del peso de la rueda más cargada de la locomotora (ya que tiene especial importancia esta carga cuando circula la locomotora) que circula por el tramo sobre cada carril en el punto más desfavorable. Existían ciertas excepciones a la hora de aplicar esta carga. Si la vía se encuentra directamente sobre las vigas principales, se puede omitir el efecto de las cargas laterales; y si se encuentra la vía en curva, no se deben tener en cuenta al mismo tiempo los efectos de la fuerza centrífuga y los de las cargas laterales, ya que solo se tendrá en cuenta el más desfavorable.

- **Fuerzas centrífugas (artículo 7) [4]**

Para los tramos con “vía trazada en curva [4]”, se supondrá una fuerza horizontal aplicada a 1,80 m de la superficie del carril. Aunque se podían usar distintas aproximaciones, se recomendaba el uso de la Ecuación 2.

$$F = \frac{P \times v^2 \times \left( \frac{1.000}{60 \times 60} \right)^2}{9,81 \times r} = P \frac{v^2}{127 \times r}$$

Ecuación 2. Ecuación del artículo 7 [4]

- **Efectos dinámicos (artículo 8) [4] [3]**

Los efectos dinámicos se obtendrían a partir de la fórmula mostrada a continuación, donde la E' los esfuerzos por la acción dinámica y E los efectos por la sobrecarga.

$$E' = E \left( 1 + \frac{I}{100} \right)$$

Ecuación 3. Ecuación del artículo 8 [4]

$$E' = E \left( 1 + \frac{I}{100} \right)$$

Donde el coeficiente de impacto (I) está en función de la luz según la Ecuación 4.

$$I = 140 - 0,56 \sqrt{500 l - l^2}$$

Ecuación 4. Ecuación del artículo 8 [4]

$$I (\%) = 140 - 0,56 \cdot \sqrt{500 \cdot l - l^2}$$

Para el cálculo de los efectos dinámicos, no se tendrán en cuenta los efectos de los choques laterales, la acción del viento, la fuerza centrífuga... En definitiva, no se tendría en cuenta ningún “efecto suplementario [4]”. El coeficiente de impacto de “luces pequeñas limita el coeficiente de impacto máximo al 140% [3]” y para luces superiores de 250 m se desprecia.

- **Combinación de cargas (artículo 32) [4]**

Se realizaría cuatro combinaciones de cargas para el cálculo del tramo, en las que, en las cuatro hipótesis, se deberá tener en cuenta la carga permanente.

En la primera hipótesis, se deberá calcular el diseño atendiendo al coeficiente de trabajo antes enunciado (11 kg/mm<sup>2</sup>). Se añadirán a la carga permanente: la sobrecarga, los efectos de variación de temperatura, la fuerza centrífuga y el rozamiento de arranque o frenado. En la segunda y tercera hipótesis, el coeficiente de trabajo se aumentará en 0,5 kg/mm<sup>2</sup> (siendo 11,5 kg/mm<sup>2</sup>). Las combinaciones de los efectos para la segunda hipótesis serán sobrecarga más efectos del viento con el tramo cargado; y para la tercera hipótesis, efectos del viento con el tramo descargado y la variación de temperatura. Por último, en la cuarta hipótesis se tendrían en cuenta los efectos de la sobrecarga y de los efectos dinámicos. El coeficiente de trabajo en este caso aumentaría en 3 kg/mm<sup>2</sup> (siendo ahora de 14 kg/mm<sup>2</sup>).

- **Pruebas que realizar (artículos 42, 43, 44, 46, 47, 48) [4]**

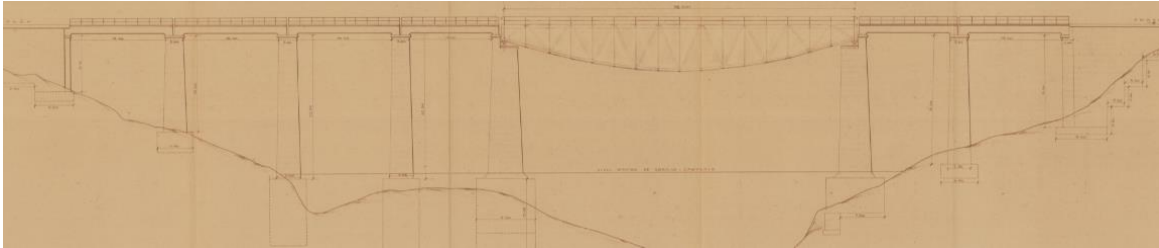
En primer lugar, se determina que el tren para realizar las pruebas constará de “dos locomotoras en sentido natural de marcha y con el máximo de carga que puedan admitir [4]”, seguidas de tantos vagones como sean necesarios para cubrir la longitud del tramo. Esto será siempre que no se pueda realizar la prueba con un tren lo más equivalente posible en peso y dimensiones al usado para los cálculos teóricos.

Las pruebas estáticas y las pruebas dinámicas se realizarían con el mismo tipo de tren. Las estáticas se realizarán con la sobrecarga fija hasta que la flecha adquiriera un valor estable y se realizará colocando el tren en la posición más desfavorable, es decir, la posición que genere más deformación. Para las pruebas dinámicas se realizará en primer lugar una prueba con el tren de pruebas circulando a 10 km/h y, por último, se hará circular al tren con la velocidad máxima que pudieran alcanzar los trenes ligeros que fueran a circular normalmente por el tramo.

### 3. DESCRIPCIÓN Y DISEÑO DEL TRAMO

El viaducto tratado consta de un tramo central metálico, de sección trapezoidal y con una separación entre vigas principales superiores de 2 metros y las vigas inferiores se dispongan en forma de vientre de pez. El tramo consta de cuatro tramos de acceso por el lado de Lérida y dos tramos en el lado contrario de hormigón armado. Los dos tramos más cercanos al tramo central son de 14,30 metros de luz y el resto de 16 metros. [5]

A continuación, se muestra en la *Figura 8* uno de los planos del viaducto total.



*Figura 8 Alzado general del viaducto [10]*

#### 3.1. Antecedentes al proyecto final

La excepcionalidad de la obra que se iba a afrontar, así como diversas dificultades que surgieron a medida que se fue llevando a cabo, extendió la construcción en más de 20 años entre la aprobación del primer proyecto para la realización del viaducto objeto de estudio hasta el punto en el que se realizaron las pruebas para aprobar su puesta en funcionamiento. A continuación, se realizará la exposición de los numerosos proyectos que finalmente derivarían en la construcción de este.

A principios de los años 20, se comenzó la búsqueda de un proyecto que consiguiera cruzar el barranco de Santa Linya, correspondiente al trozo 1º de la sección 3ª del tramo que uniría Lérida-Saint Giron. El 20 de septiembre de 1922 se rechazó el primer proyecto por el cambio de traza que se iba a realizar para cruzar el barranco. El 15 de octubre de 1923, se aprobó el proyecto que determinaba la tipología de las pilas y su localización. En este proyecto se consideró que el tramo central tendría 50 metros de luz. [5]

A finales de 1923 el proyecto de José Roselló fue aprobado. En él, se determinaba que se construiría un tramo de hormigón armado con 50 metros de luz y 10 metros de flecha. [2] [5]

Ambos proyectos quedaron obsoletos en 1925, cuando la instrucción comentada en el presente trabajo entró en vigor, por lo que, en 1927, se buscó un nuevo proyecto capaz de cruzar el barranco. El proyecto fue otorgado a Cia. de Construcciones Hidráulicas y Civiles, cuyo ingeniero redactor del proyecto fue José Entrecanales. [2] [5]

Este proyecto determinaba que el viaducto sería de hormigón armado de 50 metros de luz y 15 metros de flecha. Con estos 5 metros de flecha se conseguía aumentar la masa y con ello la estabilidad y resistencia en la parte central del tramo para conseguir hacer frente a los choques laterales que debían tenerse en cuenta con la entrada en vigor de la Instrucción de 1925. Este proyecto se basaba en el puente de san Telmo de Sevilla, el cual se muestra en la *Figura 9* junto a los planos adjuntos en el proyecto (*Figura 10*). [5] [11]



Figura 9. Puente de San Telmo (Sevilla) [12]

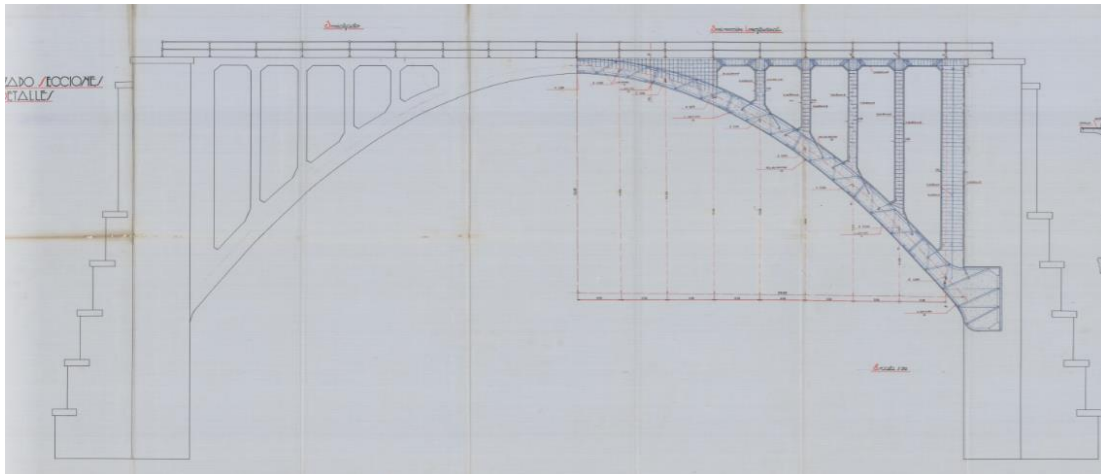


Figura 10. Plano diseño primitivo del viaducto [11]

A finales de 1928, se redactó un proyecto reformado para la elevación de las rasantes cuya modificación las elevó 9 metros. Finalmente, a partir de este último proyecto, se construyen las pilas para un arco de 50 metros. [2] [5]

A lo largo de 1929, Ramón Martínez de Velasco realizó dos proyectos. En el primero, se realizan los cálculos para llevar a cabo el proyecto planteado por José Entrecanales. La aprobación de este primer proyecto quedó condicionada a la realización de pruebas para comprobar la situación del terreno, ya que una parte de las pilas debe estar sumergidas en el embalse de Camarasa. En estas pruebas se debía comprobar “la resistencia del terreno”, “el grado de permeabilidad y posibilidad de disolución y entumecimiento de los yesos infrayacentes respecto a las bases de los cimientos”, y el “efecto producida por las aguas sulfatadas sobre los macizos de fundación [5]”. Además, realizó el proyecto del fin de la explanación con el que quedaba determinado los apoyos para la parte central. [5]

Durante el año 1931, se realizaron las pruebas del terreno, las cuales fueron rechazadas y éstas no se pudieron retomar por problemas presupuestarios y como consecuencia de la Guerra Civil hasta pasados 10 años. En 1941, se determinó la peor calidad del suelo del lado de Lérida en



comparación con el lado de Francia, por lo que las pilas de este lado presentaban mayor limitación de carga. [5] [2]

En octubre de 1940, se encargó a Jefatura de Puentes y Estructuras la realización de una nueva solución para salvar el barranco de Santa Linya con las pilas ya construidas para un tramo de 50 metros de luz y 15 metros de flecha. En junio de 1941, Vicente Roglá propuso un nuevo proyecto para el viaducto. Se trataba de “*viga de cabeza inferior metálica parabólica y tablero superior de hormigón armado* [5]”, además se propuso el aligeramiento de las pilas y la modificación de los cimientos. A principios de 1942, el proyecto fue aprobado con ciertas modificaciones que fueron encargadas a José Verdugo, ingeniero jefe en aquel momento. [5] [2]

José Verdugo redactó el proyecto reformado que abarcaba todo lo que se debía realizar desde 1942 hasta el fin de las obras del viaducto. Introdujo una diferencia notable en contra de la resolución de principios de ese año en la que proponía la demolición de las pilas al completo. Además, se fijaban las inyecciones necesarias para mejorar los macizos de cimentación y determinaba las dimensiones del viaducto. Este sería de cabeza inferior parabólica con 58,7 metros de luz y de sección transversal cuadrada. El proyecto de José Verdugo fue aprobado y modificado al año siguiente para incluir un incremento en el precio de los materiales y ciertas modificaciones en las dimensiones de las pilas, todo ello aprobado en 1943. Se realizaron todas las obras a partir de este proyecto excepto la parte central. [5] [2]

Dicha parte central fue revisada y se observaron que ciertas hipótesis realizadas eran insuficientes para las características del proyecto, a pesar de que cumplían la normativa vigente. En el proyecto, no se tenían en cuenta los choques laterales y se consideraban las diagonales empotradas (donde según el Reglamento Alemán enunciaba que se debían considerar articuladas). Esto unido a la poca exactitud de los cálculos gráficos, hace que se buscara una nueva solución para el tramo central. [5]

El 18 de diciembre de 1944 se redacta el segundo proyecto reformado, el cual es el que dio la forma actual, la cual es objeto de estudio en este trabajo. En febrero de 1945, se aprueba el proyecto y es modificado por el tercer proyecto reformado por el incremento del precio del acero laminado [10].

Finalmente, “*el día 8 de junio de 1949, dos pesadas locomotoras Montaña de la serie 4600 Norte realizaron las pruebas del viaducto con resultado satisfactorio* [2]” y en 1951 fue inaugurado.

A continuación, se muestra un cronograma con las fechas más relevantes en el diseño del viaducto.

*Tabla 1. Cronograma de diseño del viaducto. Elaboración propia*

<b>Fechas</b>	<b>Hitos</b>
20/9/1922	Rechazo del primer proyecto por cambio de traza
30/4/1923	Redacción proyecto de tramo central de 50 metros (1)
15/10/1923	Aprobación proyecto (1)
12/6/1923	Proyecto de 50 metros de luz y 10 metros de flecha (2)
13/12/1923	Aprobación proyecto (2)
24/10/1912	Entrada en vigor de la Instrucción de 1925
27/5/1928	Concurso de proyectos
9/3/1928	Resolución del concurso: Construcciones Hidráulicas y Civiles
25/9/1928	Planteamiento de modificaciones de las rasantes
10/11/1928	Proyecto para elevar 9 metros las rasantes (3)



15/3/1929	Redacción de cambio de flecha de 10m a 15m en el primer proyecto reformado (4)
14/5/1929	Aprobación proyecto (3)
4/7/1929	Aprobación proyecto (2) y condición de pruebas (5)
20/12/1929	Fin de la explanación y realizados apoyos del tramo (6)
19/9/1930	Aprobación del fin de la explanación (6)
13/4/1931	Obtención de las pruebas (5)
2/12/1931	Se rechazan los resultados de las pruebas (5)
15/1/1941	Se retoman las pruebas y conclusiones para continuar el viaducto (5)
19/10/1940	Encargo a la Jefatura de Puentes y Estructuras continuación
20/6/1941	Se determina la cabeza inferior parabólica (7)
27/1/1942	Resolución Dirección General y aprobación (7)
2/2/1942	Encargo proyecto a Ingeniero jefe
15/6/1942	Redacción del proyecto encargado con luz 58,7 m (8)
17/12/1942	Aprobación del proyecto (8)
15/3/1943	Aumento de precios de materiales (9)
25/6/1943	Aprobación del presupuesto (9)
18/12/1944	Segundo proyecto reformado para sección transversal trapezoidal (10)
28/2/1945	Aprobación proyecto (10)
1/4/1948	Tercer proyecto reformado para elevar presupuesto
8/6/1949	Pruebas correctas del viaducto
1951	Inauguración tramo Tresp – Poble de Segur

### 3.2. Tramo central del Viaducto

En este apartado, se centrará el estudio en el tramo metálico central, sin entrar a considerar los cálculos y dimensiones del resto del viaducto si no es estrictamente necesario para realizar alguna justificación relevante.

En el segundo proyecto reformado del viaducto, se definió definitivamente la geometría del tramo central, después de numerosos años de cambios y rediseños. Antes de ello, tuvieron que hacer frente a diversas consideraciones, ya que tuvieron que diseñarlo con gran parte de la obra terminada y con condiciones impuestas por la Dirección General. [5]

Las pilas estaban ya construidas para un tramo de luz 58,799 metros con vigas principales de tramo recto y sección transversal cuadrada de 4 metros de lado como máximo, lo cual limitaba la separación entre apoyos, teniendo que tener estos una separación máxima de 3 metros. [5]

Asimismo, estaba impuesta la construcción de un tramo totalmente metálico y con la forma de vientre de pez. [5]

Además, las características del terreno puestas en relieve con las pruebas realizadas años antes limitaban las cargas que se podían transmitir, siendo de 5 kg/cm<sup>2</sup> con el viaducto descargado y de 6 kg/cm<sup>2</sup> con el tramo cargado. [5]

Por último, las características del proyecto eran singulares, ya que el tramo se situaba en la parte media de una alineación de 93,974 metros situada entre curvas de radio 290 metros y de sentido contrario, lo que obligaba a buscar la mayor rigidez posible para hacer frente a los esfuerzos transversales. Esta razón fue uno de los factores principales para buscar una solución distinta a las anteriormente planteadas. [5]

Por ello, se determinó variar la tipología de la sección transversal. En el proyecto desarrollado por Vicente Roglá y redactado por José Verdugo, el viaducto planteado tenía una forma similar al 4º paso sobre el Matarraña, con una sección cuadrada, pero para dar una mayor rigidez transversal se acabó decantando por un diseño con sección transversal en forma de trapecio. [3]



*Figura 11. 4º paso sobre el Matarraña [13]*

Así pues, este viaducto objeto de estudio tiene una doble singularidad: su forma de vientre de pez, la cual no es muy común en los puentes de la península; y su sección transversal trapezoidal, que da al viaducto la rigidez transversal necesaria para afrontar las características propias.

### 3.2.1. Planos y Geometría

En este apartado, se determinará la geometría finalmente seleccionada para hacer frente a la tipología del problema. [5]

En primer lugar, el puente consta de un vano de 58,7 metros de luz impuesto por las condiciones de partida a las que se enfrentó el segundo proyecto reformado y siendo de tablero superior. [5]

Otro de los condicionantes de partida, es la forma de la viga principal inferior, que debía ser parabólica con forma de vientre de pez. Esta forma de vientre de pez se ajusta a la siguiente ecuación de segundo grado [5]:

$$h = 7,75 - 0,006036 \cdot x^2$$

Las vigas larguero se disponen tipo Warren [5].

Por tanto, en la *Figura 12* se muestra la forma del alzado, en las que se indican tanto la luz, como la forma de las diagonales y la medida de las distintas alturas entre cabezas de las vigas principales [5].

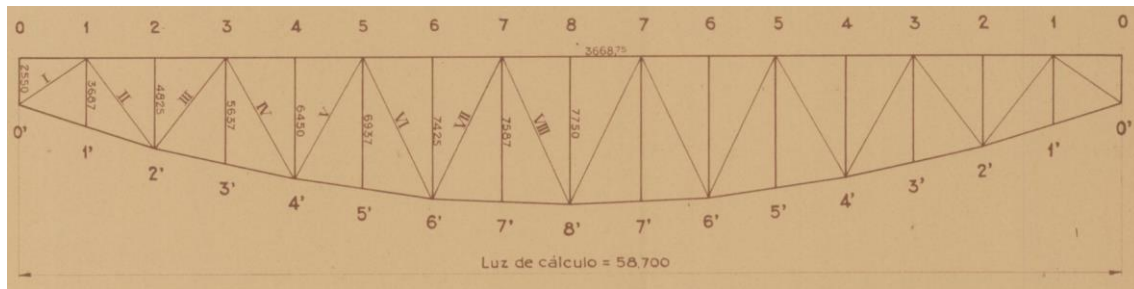


Figura 12. Alzado tramo central [10]

La viga principal superior consta de un alma de 700 mm de anchura y 16 mm de espesor con cuatro angulares unidas dos a dos en forma de “T” para dar un perfil de viga principal tipo “I”. La viga inferior consta de un alma de las mismas dimensiones, pero a diferencia de la superior la sección final es tipo “T” ya que solo se usan dos angulares. [5]

La tipología para las diagonales sería de vigas tipo “I” para las diagonales I, II y III; y para las diagonales IV, V, VI y VII, se eliminaría el alma de la diagonal y se uniría con presillas dispuestas en “zig-zag”. El alma para la diagonal I sería de 750 mm de anchura por 16 mm de espesor. El espesor se repite para las diagonales II y III, pero en este caso la anchura consta de 700 mm. Para el resto de las diagonales, se mantiene las mismas dimensiones para las presillas, pero lo único que varía son el número, debido al aumento de longitud de estas diagonales; y las dimensiones de las cuatro angulares, disminuyendo desde 120x120x15 hasta 75x75x10 en la diagonal VII. [5]

Las secciones transversales son el gran cambio del último proyecto que editaba la tipología del tramo central. La sección transversal se dispone en forma de trapecio, con una inclinación de 1/5 respecto a la vertical. La parte superior de las secciones se mantenía constante en toda la trayectoria del tramo en 2 m de separación. Sin embargo, por la tipología de vientre de pez y la inclinación la separación en las vigas principales inferiores aumenta a medida que se aumenta la separación de los estribos. La separación en los apoyos es de 3 metros, llegando hasta 5,039 metros en el punto central del tramo. De esta forma, se consiguió aumentar la rigidez transversal del puente aprovechando la limitación de anchura entre apoyos por la construcción previa al desarrollo del proyecto. [5]

En cuanto a las viguetas de las secciones, las que forman parte de la sección 0, constan de un alma de 650 mm de anchura y de 10 mm de espesor, con cuatro angulares colocadas para disponer perfiles en “I”. Las viguetas tanto superior como inferior desde la sección 1 hasta la 8 constan de cuatro angulares soldadas entre sí dos a dos y unidas entre sí por presillas, en vez de por un alma a diferencia de la sección 0. Como diferencia más notable entre las secciones mencionadas, además de la ligera variación de tamaños, hay que destacar que la vigueta superior entre la sección 1 y la sección 4 está unida con una única presilla y de la sección 4 a la 8 con doble presilla que tiene cierta inclinación. Las presillas de la vigueta inferior se colocan con una disposición de “zig-zag”. Para unir las viguetas superiores e inferiores entre sí, se dispone una cruz de san Andrés o dos cruces de san Andrés formadas por angulares que se unen a los nudos formados por las viguetas con los montantes. Desde la sección 0 hasta las secciones 2 se dispone una cruz de san Andrés para esta unión, mientras que para el resto se disponen dos. La tipología se puede ver en el Anexo 7.1. [5]

Los montantes se disponen de dos angulares formando un perfil tipo “T” unidas entre sí con presillas de la misma forma que las viguetas.

En la Figura 13, se muestra un plano para comprender la tipología de las secciones.

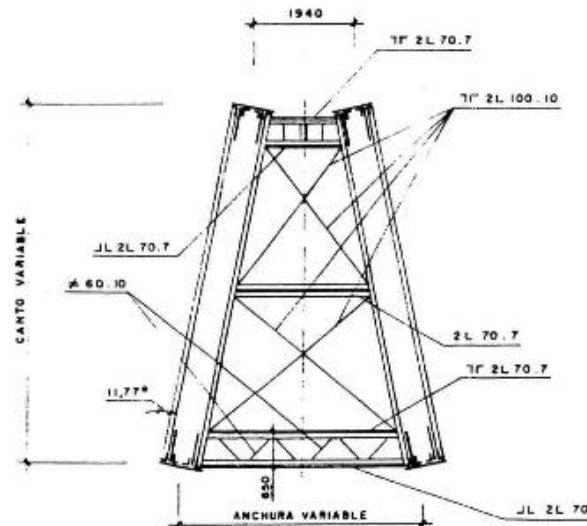


Figura 13. Sección tipo [14]

Los arriostramientos tanto superiores como inferiores se disponen en forma de cruces de san Andrés unidas directamente a las vigas principales. Estas cruces de san Andrés están dispuestas por angulares y para el arriostramiento superior, disminuyen sus dimensiones a medida que se alejan de los apoyos. Para mejor comprensión, se adjunta la *Figura 14*.

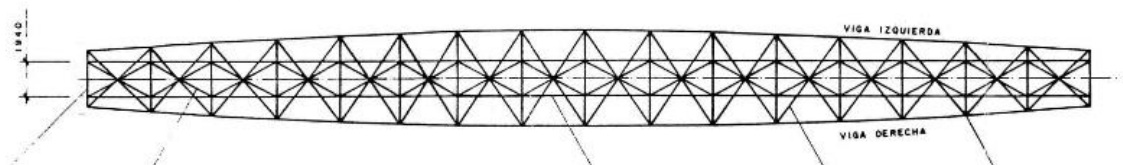


Figura 14. Arriostramientos superiores e inferiores [14]

Por último, se muestran la *Figura 15* y la *Figura 16*, la primera el alzado de los planos, y en la siguiente una imagen real para poder identificar algunas de las partes expuestas.

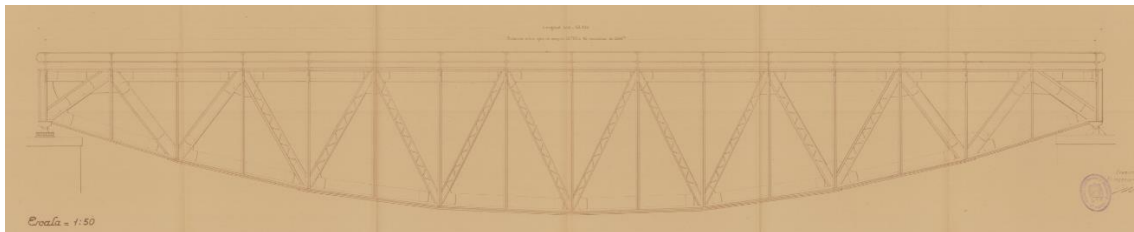


Figura 15. Plano alzado tramo central [10]



Figura 16. Viaducto de Santa Linya. Fuente: Octavio Aríñez (2016)



### 3.2.2. Cálculos realizados para el diseño

Todos los cálculos realizados para el tramo central se encuentran en el Anejo nº 5 del segundo proyecto reformado [5].

Los cálculos realizados para el diseño y justificación de la geometría del viaducto siguieron la normativa impuesta por la instrucción vigente de 1925 [4]. La realización del segundo proyecto reformado se debe a características singulares del problema a abordar. El primer proyecto reformado, cumplía con los condicionantes impuestos en la instrucción, pero se decidió realizar un cálculo con condiciones más pesimistas para garantizar el buen funcionamiento del tramo central. Los dos condicionantes principales fueron el no considerar los choques laterales a pesar de la gran longitud de sus vigas principales y el considerar para los cálculos las diagonales a compresión que se encuentran empotradas en los extremos, en vez de articuladas. [5]

- **Momentos Flectores**

La variación de los momentos flectores con la carga es la ecuación mostrada en la *Ecuación 5*. [5]

$$M = \frac{P x}{2} (1 - x)$$

*Ecuación 5. Momento flector en función de carga [5]*

Para los efectos de la sobrecarga, se debía interpolar entre 9.360 y 9.180 kg/m, pero al considerar el peralte propio de este viaducto, ya que las vigas principales están inclinadas, la sobrecarga generada será el 60,4% de este valor, siendo de este modo 5,573 kg/m. [5]

Teniendo en cuenta el talud de 1/5 para la sobrecarga, para el impacto y para la carga permanente, se obtiene un valor de 5.683, 2.833, 2.234 kg/m, respectivamente. En la *Figura 17* se muestran los valores de los momentos flectores. [5]

SECCION	x mts.	$\frac{x}{2} (1 - x)$ mts	MOMENTOS FLECTORES EN m.Kgs.			
			Carga permanen- te	Sobrecarga	Impacto	Totales
0	0	0	0	0	0	0
1	3,669	100,927	225,471	573,568	285,926	1.084,965
2	7,338	188,447	420.990	1.070.944	533.870	2.025.804
3	11,007	262,454	586.322	1.491.526	743.532	2.821.380
4	14,675	323,048	721.689	1.835.882	915.195	3.472.766
5	18,345	370,136	826.884	2.103.483	1.048.595	3.978.962
6	22,014	403,803	902.096	2.294.812	1.143.974	4.340.882
7	25,683	423,971	947.151	2.409.427	1.201.110	4.557.688
8	29,350	430,741	962.275	2.447.901	1.220.289	4.630.465

*Figura 17. Tabla con momentos flectores dependiendo de la sección [5]*

Para los esfuerzos generados en las cabezas de las vigas principales, se dividía el momento generado en el punto central entre dos tramos continuos, entre las alturas de esa sección. Por ejemplo, el esfuerzo generado entre 1-3 será el momento en el punto de sección 2, entre la altura de dicha sección. En la *Figura 18*, se muestran los valores para ambas vigas. [5]

CABEZAS	M en SEC- CION	h mts.	h' mts.	ESFUERZOS EN KGS.			
				Carga permanente.	Sobrecarga	Impacto	Total
0 - 1	0	2,550	-	0	0	0	0
1 - 3	2	4,825	-	- 87,251	- 221.956	-110.646	-419.853
3 - 5	4	6,450	-	- 111.889	- 284.631	-141.890	-538.410
5 - 7	6	7,425	-	- 121.494	- 309.065	-154.070	-584.629
7 - 7	8	7,750	-	- 124.164	- 315.857	-157.456	-597.477
0' - 2'	1	3,687	3,519	+ 64.072	+ 162.991	+ 81.252	+308.315
2' - 4'	3	5,637	5,503	+ 106.546	+ 271.038	+135.114	+512.698
4' - 6'	5	6,937	6,877	+ 120.239	+ 305.871	+152.478	+578.588
6' - 8'	7	7,587	7,579	+ 124.970	+ 317.907	+158.478	+601.355

Figura 18. Tabla con esfuerzos en función de la parte de las vigas principales [5]

Además de estos momentos, hay que añadir los momentos flectores locales. En el caso de la carga permanente, teniendo en cuenta el peralte tendrá un valor de 224 m·kg, y para la sobrecarga e impacto, teniendo en cuenta el peralte y el talud, tendrá un valor de 20.528 m·kg.

- **Esfuerzos cortantes**

Los valores de los esfuerzos cortantes para las distintas secciones del tramo se calculan a partir de la *Ecuación 6*.

$$E_1 = p \left( \frac{1}{2} - x \right)$$

Ecuación 6. Esfuerzos cortantes para secciones [5]

Los esfuerzos generados por las sobrecargas originadas por el tren y el impacto, se calculan con la *Ecuación 7*.

$$E_2 = \frac{s}{2l} (1 - x)^2$$

Ecuación 7. Esfuerzos cortantes por sobrecargas [5]

Los valores de esfuerzo calculados a partir de las ecuaciones anteriores para los montantes se muestran en la *Figura 19*.



MONTANTES	ESFUERZOS CORTANTES CALCULADOS (Kgs.)			
	Carga permanente	Sobrecarga	Impacto.	TOTAL
	p	S	I	p + S + I
0	65.450	179.312	89.369	334.131
1	57.268	159.794	79.641	296.703
2	49.086	141.155	70.351	260.592
3	40.905	123.656	61.630	229.191
4	32.725	107.255	53.456	193.436
5	24.441	91.673	45.390	162.604
6	16.359	77.117	38.435	131.911
7	8.180	63.560	31.678	103.418
8	0	51.042	25.439	76.481
7	- 8.180	39.824	19.848	51.492
6	- 16.359	29.941	14.922	28.504
5	- 24.441	21.772	10.854	8.192
4	- 32.725	14.980	7.456	- 10.279
3	- 40.905	9.241	4.605	- 27.059
2	- 49.086	5.165	2.574	- 41.347
1	- 57.268	1.702	848	- 54.718
0	- 65.450	0	0	- 65.450

Figura 19. Esfuerzos Cortantes para los montantes [5]

Los valores de los esfuerzos cortantes para las diagonales del tramo son los mostrados en la Figura 20.

DIAGONAL.	Esfuerzo cortante en sección.	$\cos \beta$	ESFUERZOS EN KGS.			
			p	S	I	p+S+I
I	0	0,571	- 114.622	-314.029	-156.512	-585.163
II	1	0,795	- 72.031	-200.989	-100.172	-373.192
III	2	0,795	- 61.740	-177.545	- 88.487	-327.772
IV	3	0,869	- 47.069	-142.291	- 70.917	-260.277
V	4	0,869	- 37.656	-123.418	- 61.512	-222.586
VI	5	0,896	- 27.278	-102.307	- 51.213	-180.798
VII	6	0,896	- 18.258	- 86.062	- 42.893	-147.213
VIII	7	0,904	- 9.048	- 70.304	- 35.039	-114.391

Figura 20. Esfuerzos cortantes para las diagonales [5]

- **Acción del viento**

Para el cálculo de la acción del viento sobre el tramo, se deben tener en cuenta la superficie sobre la que ese viento ejercerá la carga.

Para el cálculo de superficie por metro lineal, hay que tener en cuenta la superficie real de viga, la superficie sin descontar huecos y la superficie de los huecos. A partir de estos tres valores, se obtiene una superficie de 4,289 m<sup>2</sup>/m. Además, hay que añadir a la superficie de las vigas principales la superficie de andenes, vía y barandilla, cuyo valor es 0,5 m<sup>2</sup>/m. [5]

Una vez calculada la superficie, como se dicta en la normativa, hay que tener en cuenta dos hipótesis diferenciadas a la hora de tener en cuenta la acción del viento, la hipótesis II y la hipótesis III.

En la hipótesis III, se considera que el tramo se encuentra descargado. Se tiene en cuenta la acción del viento sobre las vigas principales cuya acción se repartirá sobre ambos arriostramientos. La presión que recibe las vigas principales del puente son 1.158 kg/m. Que repartida para ambos arriostramientos dependiendo de la distancia que estos tienen respecto al centro de gravedad será de 486 kg/m para la inferior y de 672 kg/m para la superior, a la que hay que sumarlo la acción del viento sobre los andenes y la vía (135 kg/m). [5]

La hipótesis II considera que el tramo se encuentra cargado. La acción del viento en este caso sobre las vigas principales es de 729 kg/m, que repartido entre los arriostramientos obtienen un valor de 306 kg/m para el inferior y 423 kg/m para el superior, al que, como anteriormente, hay que sumar las acciones generadas en la vía y andenes que incrementan la carga en 85 kg/m. Además, para el cálculo de este arrastramiento superior, hay que sumarle el valor de la acción del viento sobre el tren. Se obtiene a partir de la siguiente fórmula las cargas dependientes de la altura de cada sección, en donde posteriormente habrá que multiplicar por la distancia a los apoyos para hallar F' [5]:

$$F = P + \left(1 + \frac{2,61}{h}\right)$$

Para hallar la fuerza que actúa sobre el arriostramiento inferior, habrá que restar a F' el valor de la carga sobre el tren (P=510 kg/m). [5]

Para la comparación de las hipótesis, se realiza un contraste de los momentos flectores generados en ambos arriostramientos. En la *Figura 21*, se muestran los resultados siendo la hipótesis III (hipótesis I en la Figura) la más desfavorable para el arriostramiento inferior y la hipótesis II (hipótesis II en la Figura) la más desfavorable para el arriostramiento superior.

ARRIOSTRAMIENTO.	NUDOS --	HIPOTESIS I Kgs.	HIPOTESIS II Kgs.
Superior	0	2.961	5.689
"	1	2.961	5.086
"	2	2.961	4.768
"	3	2.961	4.619
"	4	2.961	4.508
"	5	2.961	4.454
"	6	2.961	4.405
"	7	2.961	4.394
"	8	2.961	4.377
Inferior	0'	1.783	- 831
"	1'	1.783	- 228
"	2'	1.783	90
"	3'	1.783	239
"	4'	1.783	350
"	5'	1.783	404
"	6'	1.783	453
"	7'	1.783	464
"	8'	1.783	481

Figura 21. Momentos flectores según arriostramiento e hipótesis [5]

- **Choques laterales**

Los choques laterales generados por las ruedas que afectan a los arriostramientos superiores serán un 20% de la rueda más cargada, siendo un valor de 461 kg/m. Además, hay que tener en cuenta los choques laterales generados en las cabezas superiores de las vigas principales, siendo de un valor de 2.662 kg/m. [5]

- **Componente horizontal de las cargas verticales**

Debido a la inclinación de las vigas principales, las cargas verticales inducen de una carga horizontal que debe tenerse en cuenta en el arriostramiento superior y añadirse a los choques laterales y a la acción del viento, siendo el valor para sobrecarga e impacto de 574 kg/m. [5]

A partir de estos cálculos, estas cargas y con las combinaciones requeridas en la normativa, se realizó el diseño expuesto en el apartado anterior dando la geometría que ha llegado hasta la actualidad. Además de los cálculos anteriores, una vez diseñado, se realizaron dos cálculos para determinar la estabilidad del tramo y el peso para confirmar el correcto diseño.

Como base de análisis para determinar el par estable, se debe conocer el peso propio y carga permanente, y la sobrecarga producida por el tren. El valor del par estable es de 633.490 m·kg. En contrapartida, las fuerzas de acción del viento sobre el tramo, la vía y andenes, los choques laterales y la inclinación aportan inestabilidad al tramo dando un par de vuelco de 167.801 m·kg. Por tanto, el coeficiente de estabilidad es de 3,77, siendo de 1,5 el que fijaba la instrucción. [5]

El peso real del tramo por metro lineal es de 4.388 kg/m y el peso empleado anteriormente para los cálculos era de 4.160 kg/m. Como la diferencia en peso no incrementa las cargas en más de un 3%, el diseño se considera aceptable, sin necesidad de comprobación. [5]

## 4. MODELO FEM

Para la realización del modelo en elementos finitos, se ha empleado el módulo Workbench 18.1 del software ANSYS para el modelado del viaducto y las simulaciones de diversas hipótesis de carga.

Se ha intentado conseguir la máxima similitud entre el viaducto real y el modelo realizado. Para ello, se ha modelado atendiendo a los planos del tercer proyecto reformado del viaducto [10]. Se pueden ver imágenes con mayor exactitud en el *Anexo 7.1*.

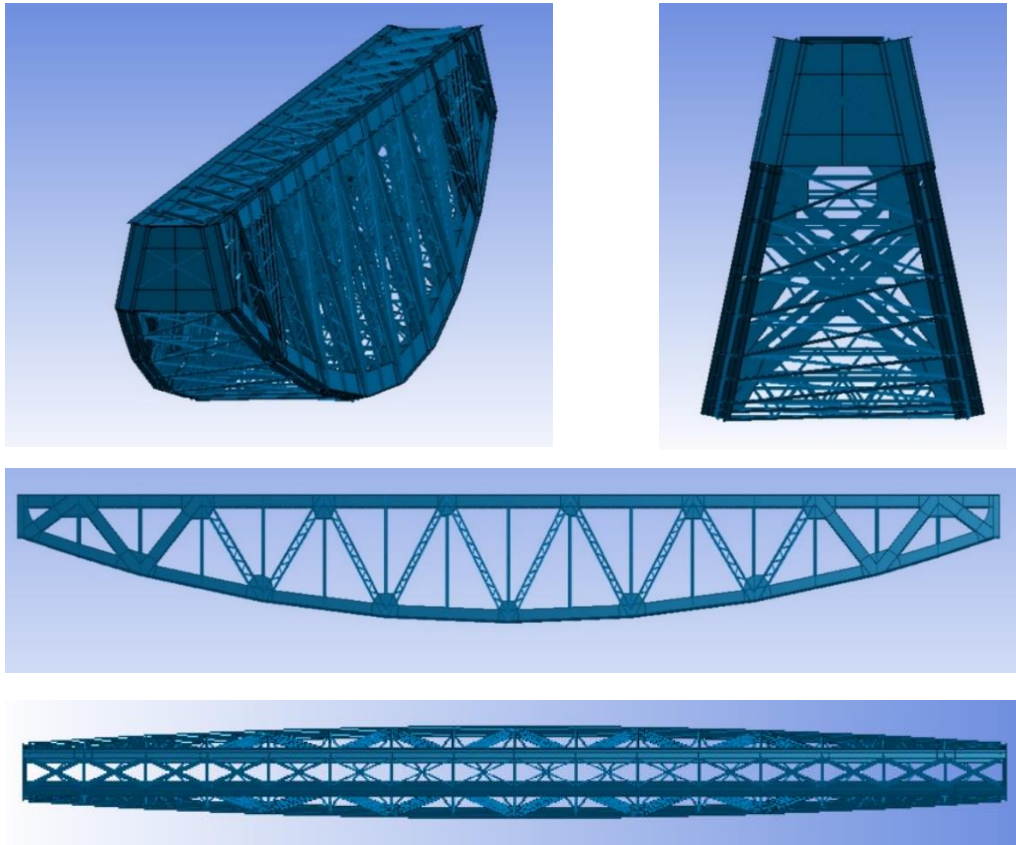


Figura 22 Modelo FEM en ANSYS

El peso obtenido en el modelo es de 246,76 toneladas frente a las 260,67 toneladas del real. En este peso del viaducto real, está incluidas barandillas y andenes, los cuales han sido omitidos en el modelo realizado. Para compensar esta diferencia y que la carga permanente y peso propio no se vean reducidos, se ha distribuido una masa de 13,91 toneladas a lo largo de las cordones principales superiores. De esta forma, el modelo alcanza las 260,67 toneladas y se verá un reflejo más acorde con las deformaciones y tensiones reales debidas a la carga permanente. Además, es de gran importancia el que la masa del modelo se corresponda con la real en los análisis dinámicos y en la obtención de los modos de vibración del tramo metálico.

El material seleccionado ha sido “Structural Steel”. El acero estructural es el equivalente al acero laminado con el que se construyó el viaducto real. Como todos los aceros, el acero laminado tiene una densidad de  $7.850 \text{ kg/m}^3$  (el exigido en la Instrucción, *Figura 4*), un módulo de Young de 210 MPa y un coeficiente de Poisson de 0,3. El material es isótropo, por lo que se comportará igual en todas las direcciones del espacio.

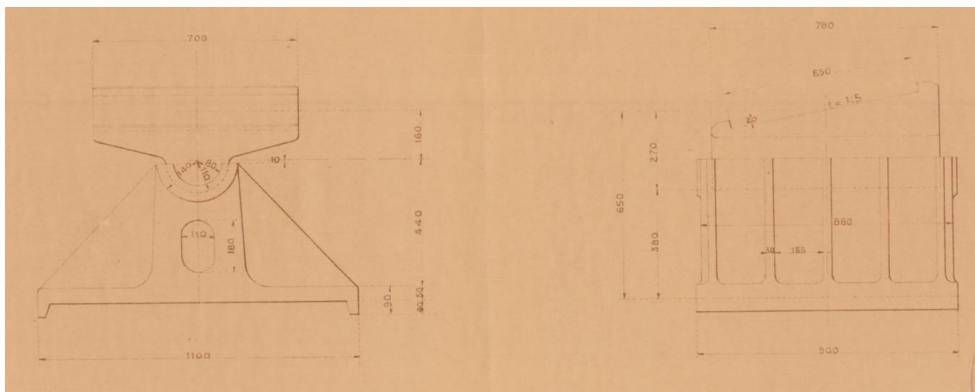
A continuación, se comentarán los apoyos implementados y la malla seleccionada.



#### 4.1. Condiciones de contorno

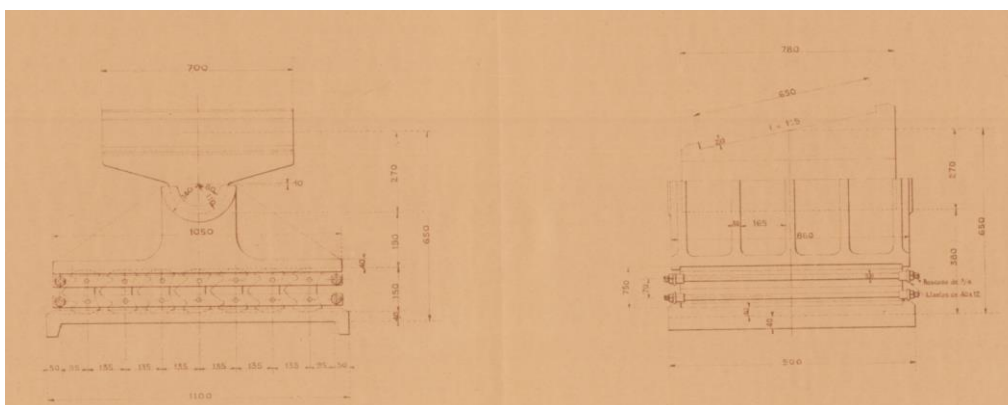
A partir de los planos del tercer proyecto reformado [10], se han determinado los apoyos a colocar.

En primer lugar, se encontrarían los dos apoyos fijos colocados en el estribo de Francia. Estos apoyos restringen los movimientos en las tres direcciones del espacio. Los apoyos se muestran en la *Figura 23*.



*Figura 23. Apoyo fijo [10]*

En segundo lugar, se encontrarían los apoyos móviles colocados en el estribo de Lérida, que limitan los movimientos en el sentido vertical y en el sentido transversal. Estos se pueden observar en la *Figura 24*.



*Figura 24. Apoyo móvil [10]*

A pesar de las restricciones mencionadas, para la implementación del modelo y mitigar ciertos “esfuerzos parásitos<sup>1</sup>” irreales que pudieran aparecer en el modelo, se libera el movimiento en el sentido transversal en un apoyo de cada estribo. Las restricciones finalmente implementadas se muestran en la *Tabla 2*, así como su posición en el modelo (*Figura 25*).

*Tabla 2. Tipología de los apoyos*

Apoyo	Tipo	Ejes		
		Vertical	Longitudinal	Transversal
A	Fijo	Restringido	Restringido	Restringido
B		Restringido	Restringido	Libre
C	Móvil	Restringido	Libre	Libre
D		Restringido	Libre	Restringido

<sup>1</sup> O. Aríñez [comunicación personal]. 10 de junio de 2020

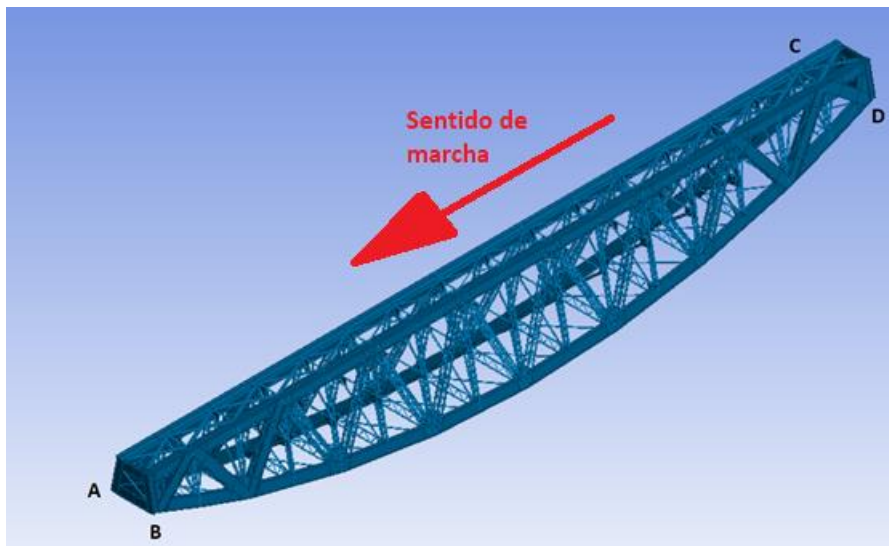


Figura 25. Distribución de los apoyos

#### 4.2. Malla

En primer lugar, se determinará la distribución de malla realizada. Se han implementado dos tipos de elementos para el mallado del modelo. Para el mallado de las vigas principales, las diagonales más cercanas a los apoyos y la sección de ambos apoyos se ha mallado con elementos tipo placa, ya que son los principales componentes del viaducto e interesa tener mayor detalle. El resto de componente (arriostrados, secciones diagonales más alejadas a los estribos, presillas...) se han mallado con elementos tipo barra. Hay que subrayar que más del 70% de los elementos usados en el modelo completo son tipo placa. En las *Figura 26, 27 y 28* se puede ver la distribución de los distintos elementos (en azul los elementos tipo placa). El espesor de malla que se muestra en la *Figura 28* es el finalmente seleccionado, el cual se justificará a continuación.

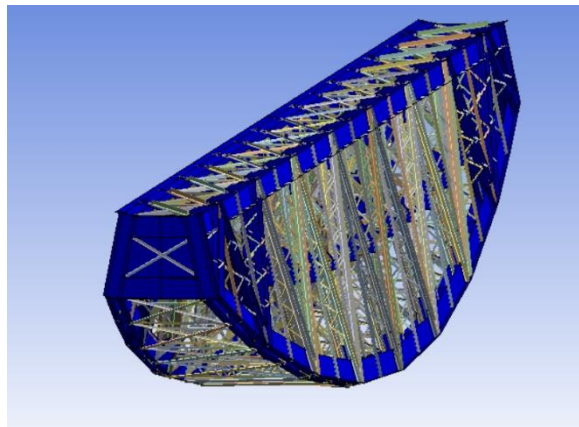


Figura 26. En azul los elementos placa

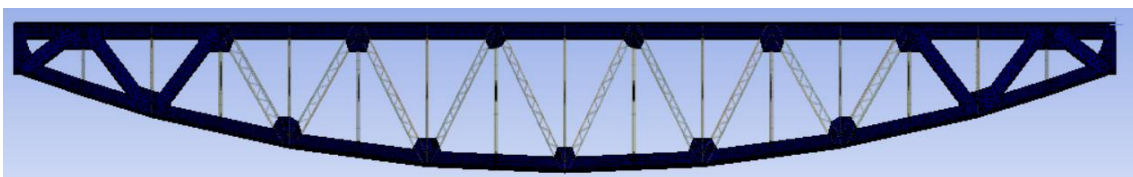


Figura 27. En azul los elementos placa



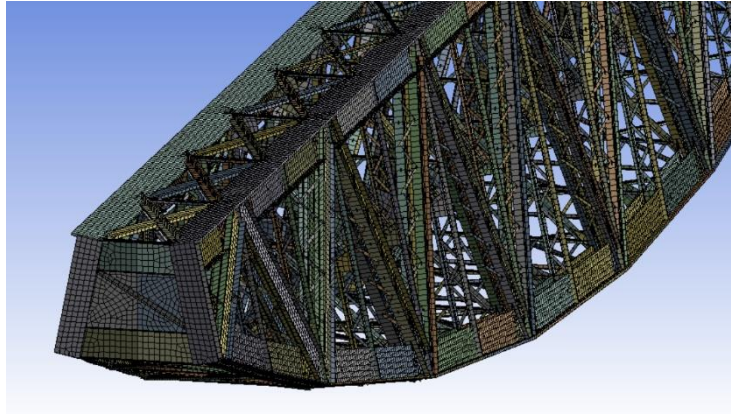


Figura 28. Mallado del modelo

Para la determinación del tamaño de malla, se ha realizado un análisis de sensibilidad para comprobar la influencia en los resultados del número de elementos. Como es lógico, el realizar una malla con un mayor número de nudos y elementos permite un mayor conocimiento del comportamiento del modelo, por el contrario, aumenta la carga computacional exigida por el programa y aumenta los errores puntuales que puedan surgir por inexactitudes o simplificaciones derivadas del modelado realizado.

Se han implementado tamaños distintos para la comprobación, los cuales se muestran en la *Tabla 3*.

Tabla 3. Mallados realizados

Malla	Nº nodos	Nº elementos	Tamaño máx. de elemento (mm)
<b>Gruesa</b>	91.136	75.541	131,270
<b>Media</b>	105.456	88.235	119,330
<b>Fina</b>	122.721	103.319	108,130

El análisis se ha realizado con el peso propio y carga permanente, y se compararán los resultados de la flecha máxima, la tensión de Von Mises máxima para la viga principal superior y la tensión de Von Mises máxima para la viga principal inferior. Los resultados obtenidos se muestran en la *Tabla 4*. Los cálculos para la comparación y los resultados detallados obtenidos de los tres mallados se muestran en el *Anexo 7.2*.

Tabla 4. Resultados con distintas mallas

Malla	Flecha máxima (mm)	Tensión Cordón Superior (kg/mm <sup>2</sup> )	Tensión Cordón Inferior (kg/mm <sup>2</sup> )
<b>Gruesa</b>	13,888	1,518	2,228
<b>Media</b>	13,895	1,539	2,207
<b>Fina</b>	13,904	1,541	2,204

Como a lo largo del análisis posterior, se omitirán los picos de tensión puntuales irreales, se determina que la malla con los resultados más exactos es la malla fina, ya que uno de sus principales inconvenientes se omite. Se calculará el porcentaje de error cometido con el resto mallados haciendo el cociente de la diferencia del mallado analizado y el mallado fino entre el mallado fino. El cálculo de los porcentajes de error se muestra en el *Anexo 7.2*.

Tabla 5. Comparativa resultados distintas mallas

Malla	Flecha máxima (%)	Tensión Cordón Superior (%)	Tensión Cordón Inferior (%)
<b>Gruesa</b>	0,115	1,544	1,085
<b>Media</b>	0,064	0,065	0,149
<b>Fina</b>	0	0	0

Por el análisis realizado, se observa que, en cuanto a la flecha, apenas hay error en ambos casos, la diferencia más notable aparece en la comparación de las tensiones. En ambos cordones, el mallado grueso da un error superior al 1% y en el caso del cordón superior, da un error superior al 1,5%. Esto podría derivar en errores mayores al incrementar las cargas implementadas en las diversas simulaciones a realizar, por lo que este espesor de malla queda descartado por su inexactitud. En cuanto al mallado medio, la diferencia es reducida. Por lo tanto, se desecha la opción del mallado fino, ya que los resultados que se obtendrán en el caso del mallado medio serán similares, obteniendo una reducción de la carga computacional y en caso de aparecer errores de tensión puntuales, quedarán disminuidos, aunque cabe recordar, que estos valores serán omitidos.

Hay que añadir que en la tesis doctoral *“Puentes metálicos ferroviarios en Aragón y su entorno. Visión histórica y estructural”* [3], se empleó un tamaño de elemento de 12 cm, valor similar al que se empleará en los siguientes apartados.

## 5. CARGAS APLICADAS Y RESULTADOS OBTENIDOS

Se han realizado varias simulaciones para observar el comportamiento del viaducto ante diversas combinaciones de carga. Para no obtener resultados irreales en ciertas partes, se han omitido las acciones en los estribos y tampoco se tendrán en cuenta picos puntuales de tensión o deformaciones derivados de simplificaciones realizadas en el modelo.

Las simulaciones analizadas han sido realizadas tanto para cargas estáticas como para cargas dinámicas siendo las siguientes:

- Las cuatro hipótesis contempladas en la Instrucción de 1925.
- Los modos de vibración.
- El paso de diversos trenes de cargas.

En los siguientes subapartados se profundizará en las cargas y los resultados obtenidos. En todas las simulaciones se han tenido en cuenta el peso propio y la carga permanente comentada en el apartado *MODELO FEM*.

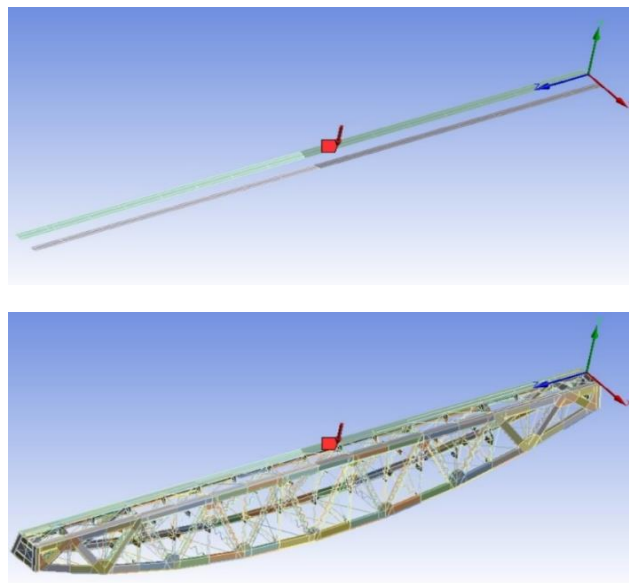
### 5.1. Hipótesis Instrucción de 1925

Las cargas aplicadas en la primera y cuarta hipótesis son simétricas, por lo que cabe esperar que al realizar el modelo de forma simétrica los efectos también lo serán.

#### 5.1.1. Primera hipótesis Instrucción de 1925

La primera hipótesis planteada en la normativa [4] contemplaba la sobrecarga originada por el paso del material móvil e implementada como carga estática.

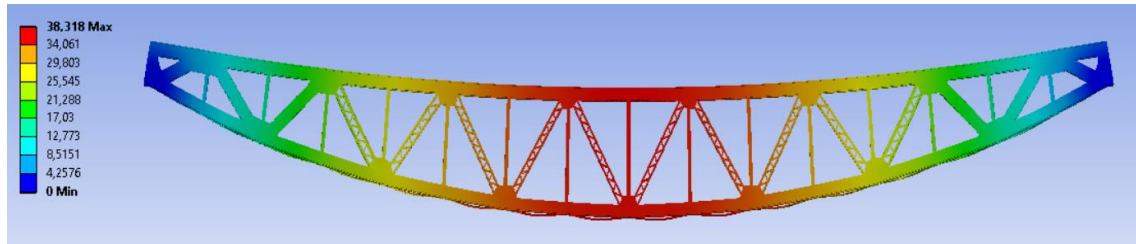
La carga aplicada se ha repartido a lo largo de las alas superiores de las vigas principales superiores resaltadas en la *Figura 29* y orientada en el mismo sentido que la fuerza de la gravedad ya que es la fuerza generada por el peso del tren.



*Figura 29. Zona aplicación de carga*

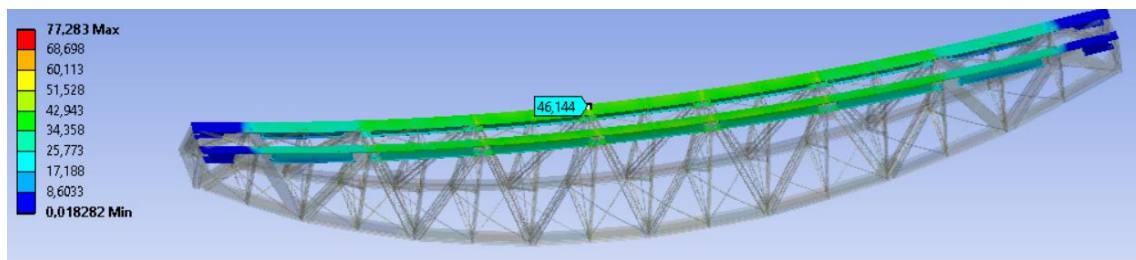
El valor de esta carga es de  $0,0058 \text{ kg/mm}^2$ . Para calcular este valor, se ha partido de la tabla de la *Figura 30*, y se ha interpolado como dicta la Instrucción para obtener el valor de  $9226,8 \text{ kg/m}$  para la luz requerida. Posteriormente, se ha multiplicado por esta luz y se ha dividido la carga obtenida entre la superficie de las placas donde se aplica la carga. Los cálculos detallados se pueden ver en el *Anexo 7.3.1*.

En primer lugar, la flecha total obtenida es de  $38,32 \text{ mm}$ , por lo que ha aumentado en  $24,42 \text{ mm}$  debido a la sobrecarga. La flecha es principalmente paralela a la gravedad por el tipo de carga aportada.

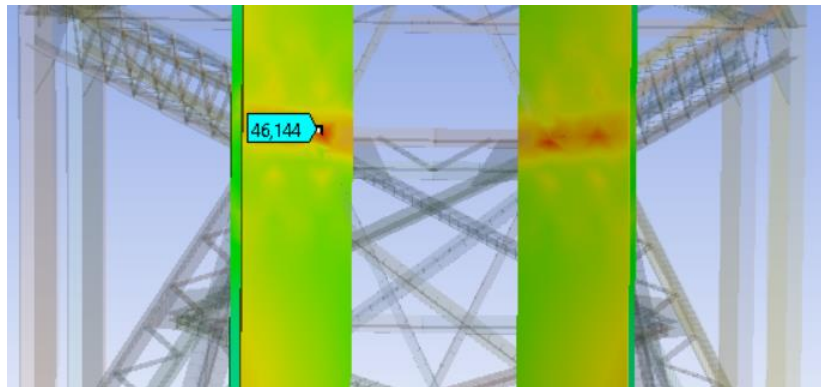


*Figura 30. Deformación total 1ª Hip. Coeficiente de magnificación 78*

### Vigas principales



*Figura 31. Tensión de Von Mises cordón superior 1ª Hip. Coeficiente de magnificación 78*



*Figura 32. Detalle tensión de Von Mises cordón superior 1ª Hip. Coeficiente de magnificación 78*

Las tensiones máximas obtenidas en los cordones superiores se corresponden a las alas y son de alrededor de  $4,6 \text{ kg/mm}^2$  en la sección nº 7 debidas al incremento por la flexión local mencionada en el segundo proyecto reformado [5]. En el alma, se reduce la tensión, pero en las zonas de unión con las diagonales se incrementa a un valor cercano a los  $4,4 \text{ kg/mm}^2$ . La tensión aumenta alrededor de un 30% desde los estribos a la parte central del viaducto.

En cuanto al cordón inferior la tensión máxima es de alrededor de  $7 \text{ kg/mm}^2$  y se corresponde a la unión con la diagonal VIII. Se reparte la tensión con uniformidad a lo largo del cordón, debido a la sección variable del cordón.

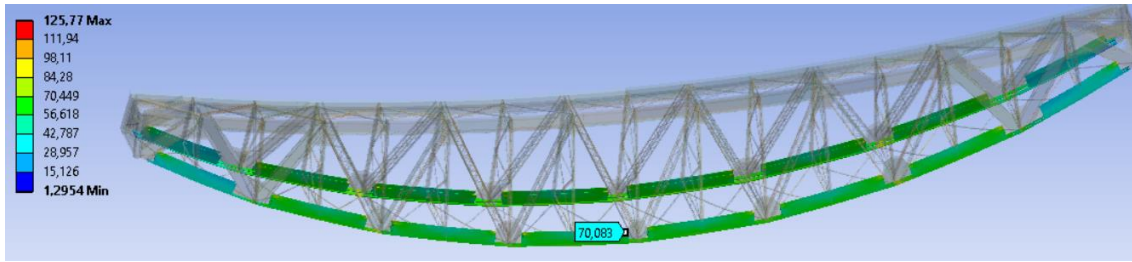


Figura 33. Tensión de Von Mises cordón inferior 1ª Hip. Coeficiente de magnificación 78

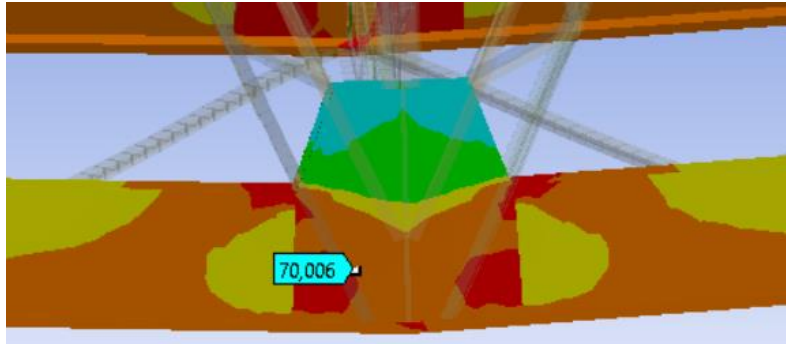


Figura 34. Detalle tensión de Von Mises cordón inferior 1ª Hip. Coeficiente de magnificación 78

### Montantes y Diagonales

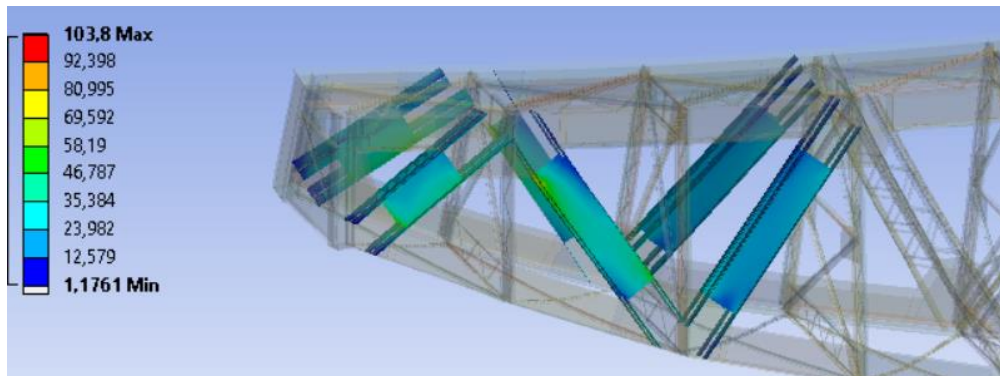


Figura 35. Tensión de Von Mises diagonales 1ª Hip. Coeficiente de magnificación 78

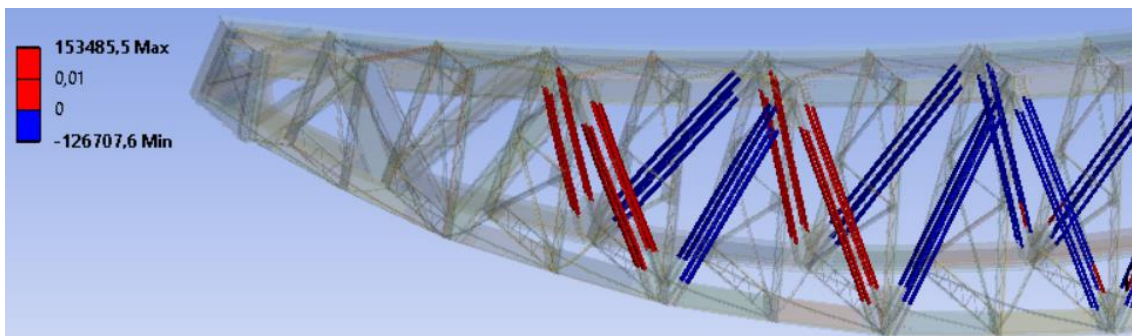


Figura 36. Tensión de Von Mises diagonales 1ª Hip. Coeficiente de magnificación 78

Las tensiones registradas en las 3 primeras diagonales son de media  $3,1 \text{ kg/mm}^2$ ,  $3,0 \text{ kg/mm}^2$  y  $2,1 \text{ kg/mm}^2$ , respectivamente. En el resto de las diagonales, se observa una alternancia de trabajos a tracción y a compresión (a excepción de la diagonal VIII) como mencionaba el segundo proyecto reformado [5], debido a la tipología Warren. El cálculo de las tensiones se encuentra en el Anexo 7.3.1. Las tensiones son  $2,34 \text{ kg/mm}^2$ ,  $-2,18 \text{ kg/mm}^2$ ,  $1,64 \text{ kg/mm}^2$ ,  $-1,54 \text{ kg/mm}^2$  y  $-0,49 \text{ kg/mm}^2$ , respectivamente.



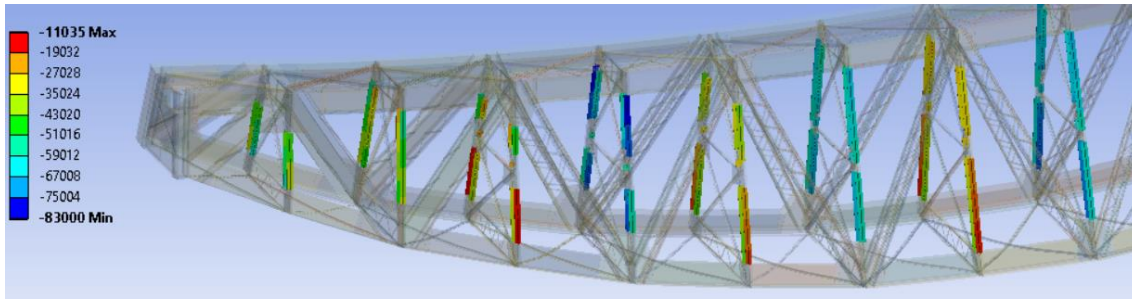


Figura 37. Tensión de Von Mises montantes 1ª Hip. Coeficiente de magnificación 78

En cuanto a los montantes las tensiones van desde  $2,11 \text{ kg/mm}^2$  a  $0,28 \text{ kg/mm}^2$ , trabajando todos los montantes a compresión y observando mayores tensiones en las secciones que soportan la flexión local del cordón superior. El cálculo de las tensiones se encuentra en el Anexo 7.3.1.

### Arriostrado

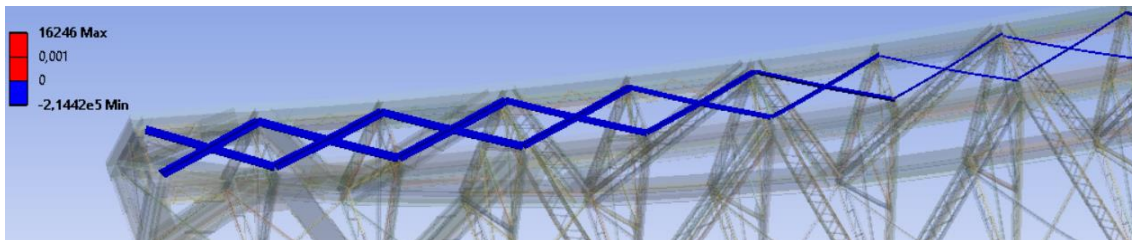


Figura 38. Tensión de Von Mises arriostrado superior 1ª Hip. Coeficiente de magnificación 78

El arriostrado superior trabaja al completo a compresión. Los resultados medios de la tensión de Von Mises son de  $0,09 \text{ kg/mm}^2$ ,  $3,09 \text{ kg/mm}^2$ ,  $3,14 \text{ kg/mm}^2$ ,  $4,53 \text{ kg/mm}^2$ ,  $4,77 \text{ kg/mm}^2$ ,  $2,99 \text{ kg/mm}^2$ ,  $3,14 \text{ kg/mm}^2$  y  $3,23 \text{ kg/mm}^2$ . El cálculo de las tensiones se encuentra en el Anexo 7.3.1.

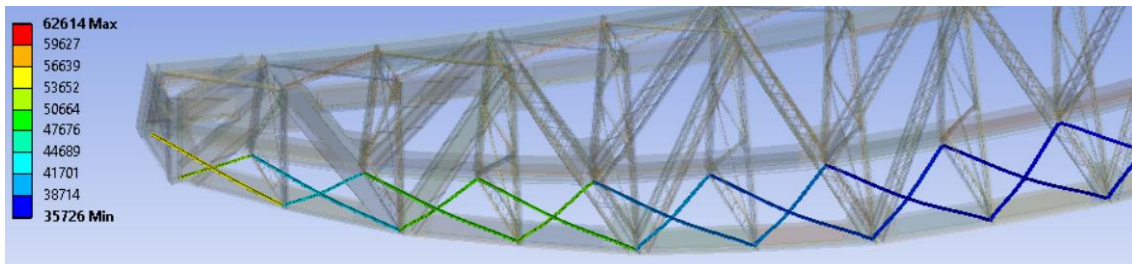


Figura 39. Tensión de Von Mises arriostrado inferior 1ª Hip. Coeficiente de magnificación 78

Las tensiones en el arriostrado inferior, corresponden a esfuerzos de tracción que disminuyen cuanto más alejado del estribo está la cruz analizada, a excepción del segundo recuadro. Los valores oscilan entre  $3,11 \text{ kg/mm}^2$  a  $2,03 \text{ kg/mm}^2$ . El cálculo de las tensiones se encuentra en el Anexo 7.3.1.

Por último, cabe destacar que ninguno de los resultados obtenidos en la primera hipótesis supera los  $11 \text{ kg/mm}^2$  limitados en la normativa.

#### 5.1.2. Segunda hipótesis Instrucción de 1925

En esta segunda hipótesis [4], se tiene en cuenta los efectos del viento sobre el tramo cuando haya un material móvil sobre él.



Los efectos generados por el paso del material móvil se han implementado con la misma carga y en la misma superficie que en la primera hipótesis.

Para la acción del viento, se deben tener en cuenta la acción de dos efectos. En primer lugar, la propia incidencia sobre el tramo que tiene un valor de  $170 \text{ kg/m}^2$  y es repartida en las zonas marcada en la *Figura 40*.

En segundo lugar, como dicta la normativa, hay que añadir al cordón superior (*Figura 41*) la acción del viento ejercida sobre el tren que estaría sobre el viaducto y sobre los elementos que no aportan resistencia a la estructura (por lo que no han sido modelados) pero sí que ejercen oposición al viento. Del segundo proyecto reformado [5], se obtiene que la acción del viento sobre el tren es de  $510 \text{ kg/m}$  y sobre las barandillas y andenes es  $85 \text{ kg/m}$ . Los cálculos y cargas obtenidas detalladas se pueden ver en el *Anexo 7.3.1*.

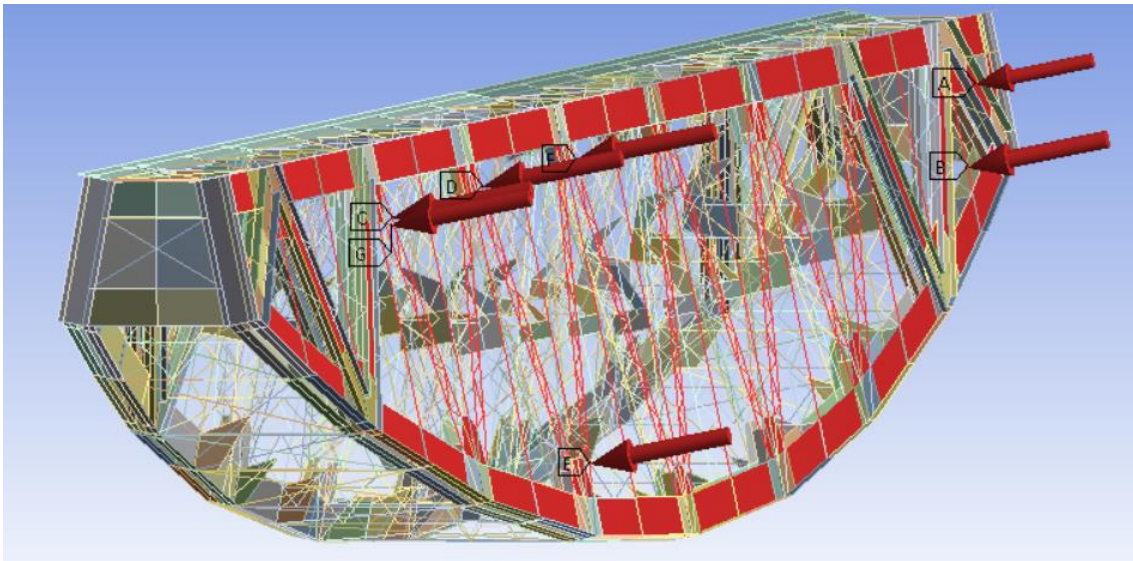


Figura 40. Zonas de acción del viento

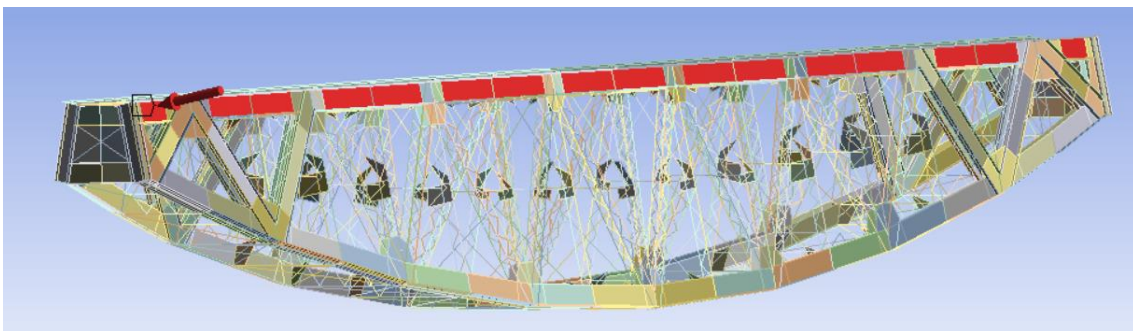
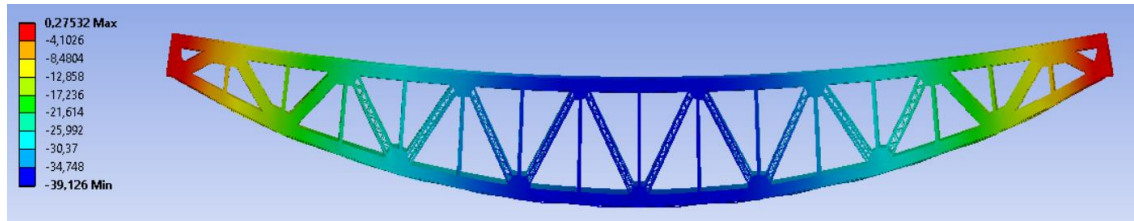


Figura 41. Zona de acción del viento para material móvil y andenes/barandillas

En ciertas partes como el solapamiento de las cartelas con los cordones o las diagonales no se ha conseguido ejercer una carga por posibles fallos en el modelo. Como solución para poder tener en cuenta el efecto del viento sobre estos elementos, se han calculado las cargas y se han repartido en las partes de los cordones y diagonales en las que sí que se ha podido implementar una presión. Los cálculos detallados se muestran en el *Anexo 7.3.1*.

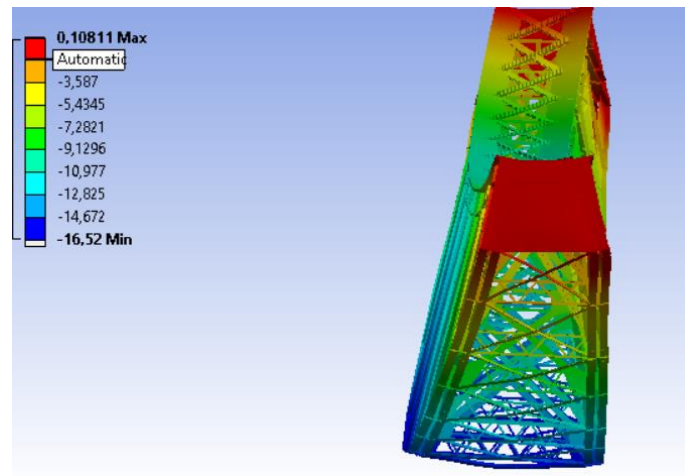
La flecha obtenida por la acción del viento y la sobrecarga tiene dos direcciones en este caso, ya que el viento ejerce una fuerza con componente normal a la cara lateral del viaducto.

La flecha en la dirección de la gravedad es de 39,1 mm localizada en el cordón inferior y la deformada se muestra en la *Figura 42*.



*Figura 42. Deformación vertical 2ª Hip. Coeficiente de magnificación 76*

La flecha en el sentido transversal del puente es 16,5 mm, localizada en el cordón inferior que recibe la acción del viento. La deformada se puede observar en la *Figura 43*.

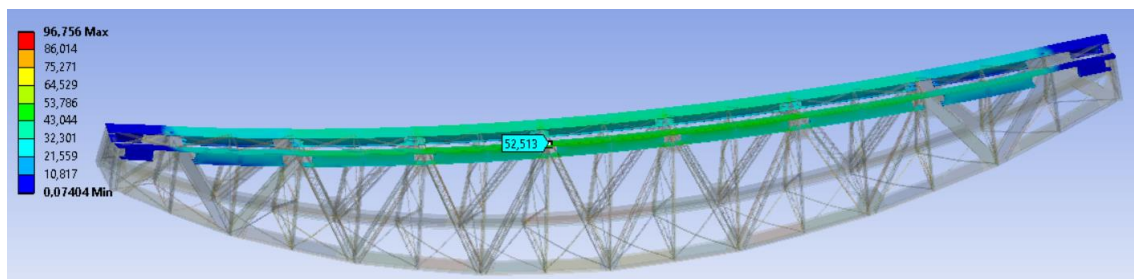


*Figura 43. Deformación transversal 2ª Hip. Coeficiente de magnificación 76*

La flecha total es de 42,35 mm, por lo que se determina que la acción del viento tiene una influencia menor en la deformación en comparación con la sobrecarga.

### Vigas principales

En las vigas principales superiores, la tensión máxima se ha detectado en las mismas partes antes mencionadas tanto de las alas como del alma. En las alas, la tensión máxima es algo superior a  $5,2 \text{ kg/mm}^2$ , valor que se detecta en el lado que recibe la acción del viento. Sin embargo, la tensión máxima del cordón completo en esta ocasión se localiza en las almas siendo de un valor muy similar al anterior,  $5,3 \text{ kg/mm}^2$ . El incremento desde los estribos al punto central es cercano al 45%.



*Figura 44. Tensión de Von Mises cordón superior 2ª Hip. Coeficiente de magnificación 76*

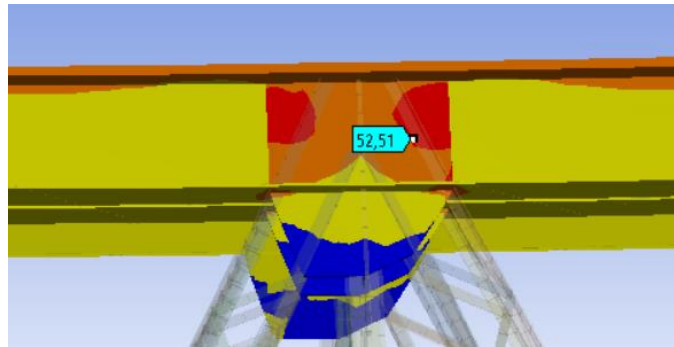


Figura 45. Detalle tensión de Von Mises cordón superior 2ª Hip. Coeficiente de magnificación 76

Para el cordón inferior, la zona con mayores tensiones es la misma que para la primera hipótesis, pero a diferencia del cordón superior, las mayores tensiones se detectan en el alma contraria a la que recibe la acción del viento, teniendo un valor de  $8 \text{ kg/mm}^2$ . Nuevamente, la distribución de tensiones en el cordón inferior es regular.

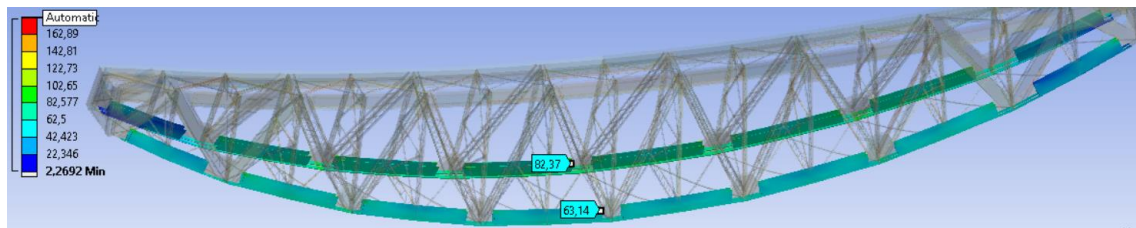


Figura 46. Tensión de Von Mises cordón inferior 2ª Hip. Coeficiente de magnificación 76

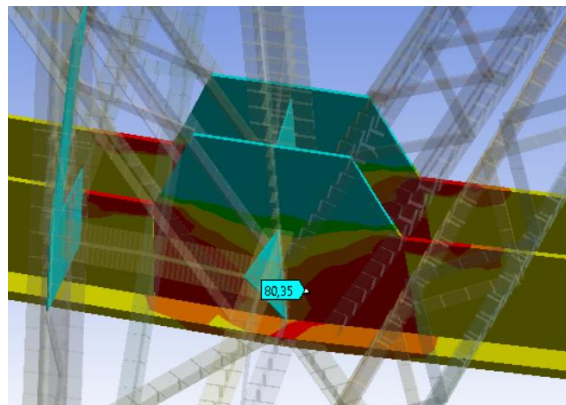


Figura 47. Detalle tensión de Von Mises cordón inferior 2ª Hip. Coeficiente de magnificación 76

### Montantes y Diagonales

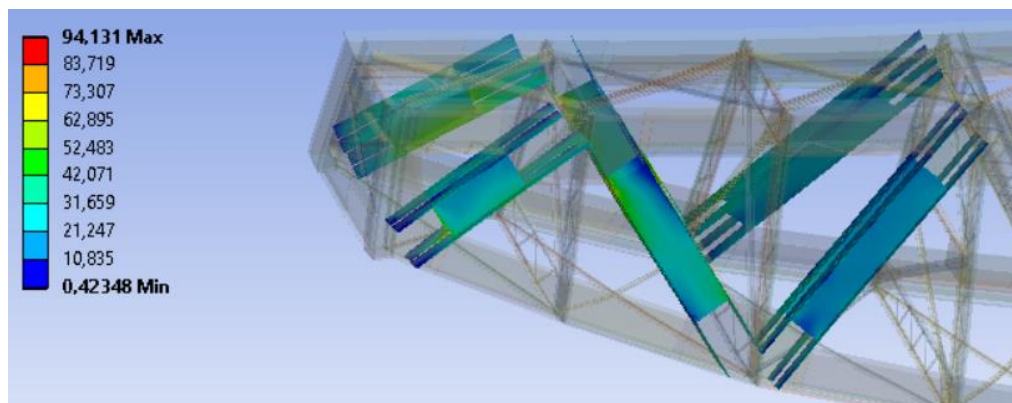


Figura 48. Tensión de Von Mises diagonales 2ª Hip. Coeficiente de magnificación 76



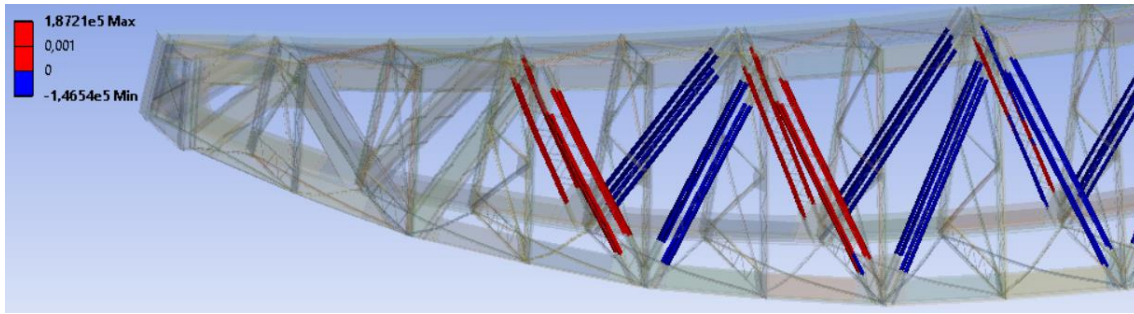


Figura 49. Tensión de Von Mises diagonales 2ª Hip. Coeficiente de magnificación 76

Las diagonales con elementos placa, tienen la tensión máxima en las almas contrarias a la acción del viento con un valor medio de  $4,2 \text{ kg/mm}^2$ ,  $3,6 \text{ kg/mm}^2$  y  $2,1 \text{ kg/mm}^2$ , respectivamente.

En las diagonales con elementos barra, el comportamiento es similar al de la primera hipótesis ya que se alternan diagonales trabajando a tracción y a compresión. Los valores de tensión máxima son detectados en el lado contrario a la incidencia del viento y tienen un valor medio de  $3,3 \text{ kg/mm}^2$ ,  $-2,26 \text{ kg/mm}^2$ ,  $2,21 \text{ kg/mm}^2$ ,  $-2,17 \text{ kg/mm}^2$  y  $0,69 \text{ kg/mm}^2$ . Los cálculos detallados se muestran en el Anexo 7.3.1.

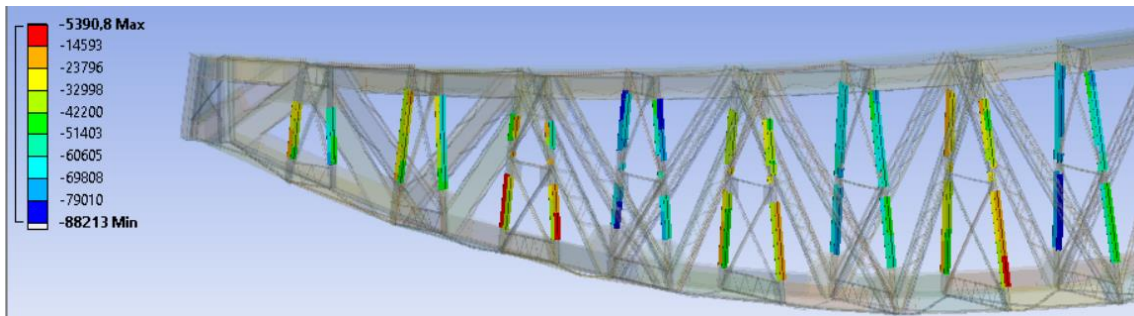


Figura 50. Tensión de Von Mises montantes 2ª Hip. Coeficiente de magnificación 76

Los valores de los montantes oscilan entre  $0,14 \text{ kg/mm}^2$  y  $2,25 \text{ kg/mm}^2$ , alcanzando los valores máximos en los mismos montantes antes mencionados. Los cálculos detallados se muestran en el Anexo 7.3.1.

### Arriostrado

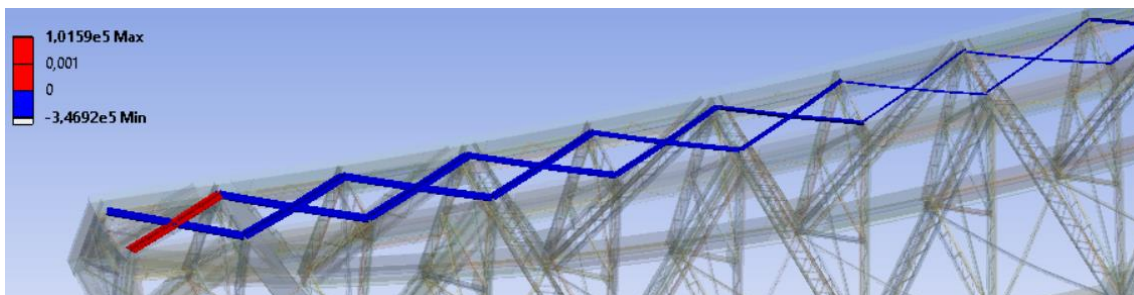


Figura 51. Tensión de Von Mises arriostrado superior 2ª Hip. Coeficiente de magnificación 76

El arriostrado superior trabaja a compresión al completo, salvo la barra que comienza en la sección 0 del lado donde incide el viento. Los valores de tensión media son  $1,64 \text{ kg/mm}^2$ ,  $5,09$

kg/mm<sup>2</sup>, 5,05 kg/mm<sup>2</sup>, 6,86 kg/mm<sup>2</sup>, 7,46 kg/mm<sup>2</sup>, 4,79 kg/mm<sup>2</sup>, 5,29 kg/mm<sup>2</sup> y 5,2 kg/mm<sup>2</sup>. Los cálculos detallados se muestran en el *Anexo 7.3.1*.

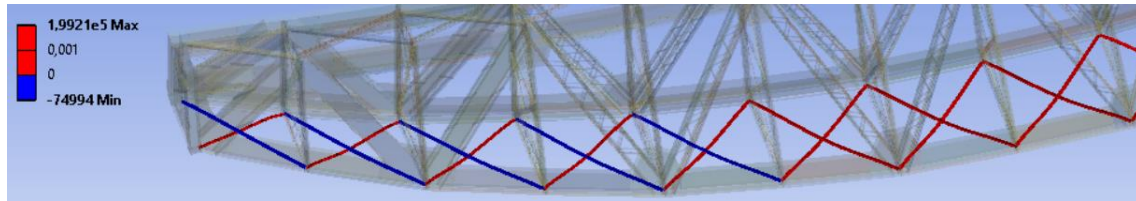


Figura 52. Tensión de Von Mises arriostrado inferior 2ª Hip. Coeficiente de magnificación 76

El arriostrado inferior trabaja una barra a tracción y la otra a compresión en cada cruz de san Andrés, a diferencia de la primera hipótesis, en las que todas trabajan a tracción. La tensión generada en la compresión en las cinco primeras cruces son -4,22 kg/mm<sup>2</sup>, -3,33 kg/mm<sup>2</sup>, -1,44 kg/mm<sup>2</sup>, -0,62 kg/mm<sup>2</sup> y -0,42 kg/mm<sup>2</sup>. El valor máximo a tracción es 11,2 kg/mm<sup>2</sup> en arriostrado entre la sección 0 y la sección 1. Los cálculos detallados se muestran en el *Anexo 7.3.1*.

Por último, hay que destacar que ninguno de los resultados obtenidos en la segunda hipótesis supera los 11,5 kg/mm<sup>2</sup> limitados en la Normativa. Cabe mencionar que el valor de 11,2 kg/mm<sup>2</sup> obtenidos a tracción en el arriostramiento inferior son muy cercanos, pero este resultado se debe a la cercanía a los estribos por lo que realmente no se debe considerar como se ha comentado anteriormente. En la tercera hipótesis, se compararán los resultados de los arriostrados para observar la correcta hipótesis planteada en el segundo proyecto reformado.

#### 5.1.3. Tercera hipótesis Instrucción de 1925

En la tercera hipótesis se observa la incidencia del viento sobre el tramo sin estar cargado. Las cargas se implementan de forma similar a la segunda, pero omitiendo la sobrecarga y la incidencia del viento sobre el material móvil.

En este caso, la incidencia del viento tiene un valor de 270 kg/m<sup>2</sup>, que inciden en las mismas zonas que en la *Figura 40*. La incidencia sobre las barandillas y andenes se repartirá sobre el cordón superior con un valor de 135 kg/m, al no haber material móvil, a diferencia de la segunda hipótesis, no se debe tener en cuenta la incidencia sobre este.

La flecha vertical obtenida en sentido igual al de la gravedad es de 14,63 mm localizada en el cordón inferior, valor similar a la flecha con peso propio por la mínima incidencia del viento en la componente vertical.

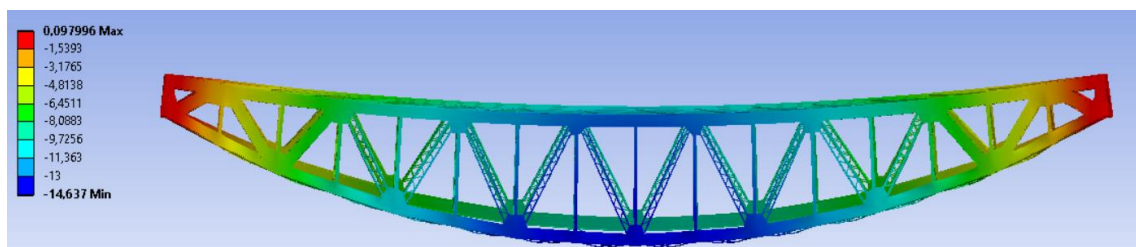


Figura 53. Deformación vertical 3ª Hip. Coeficiente de magnificación 190

La flecha obtenida en la componente transversal es de 15,31 mm, localizada en el cordón inferior del lado de incidencia del viento. La deformada se puede observar en la *Figura 54*.



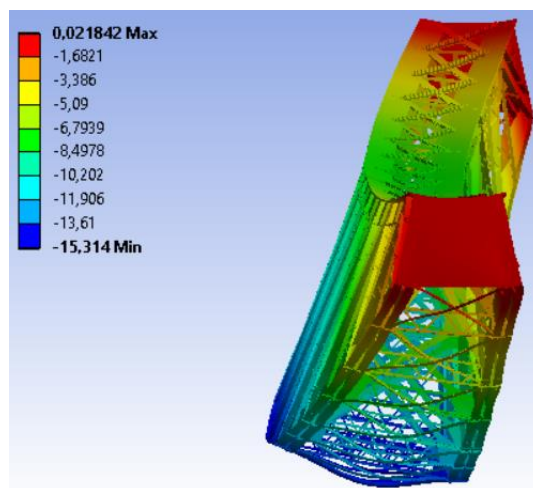


Figura 54. Deformación transversal 3ª Hip. Coeficiente de magnificación 190

En este caso la flecha total es de 20,9 mm y como era de esperar, se observa una mayor importancia de la acción del viento sobre la deformación total.

### Vigas principales

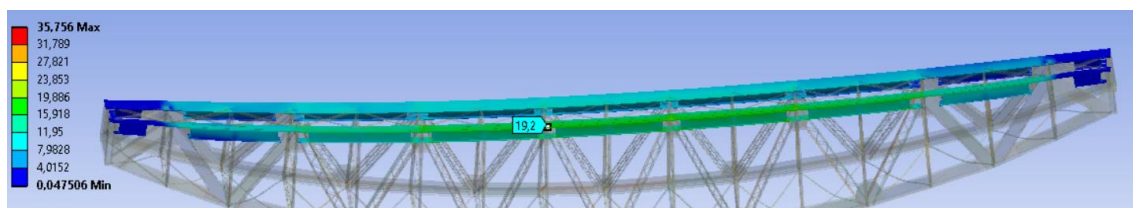


Figura 55. Tensión de Von Mises cordón superior 3ª Hip. Coeficiente de magnificación 190

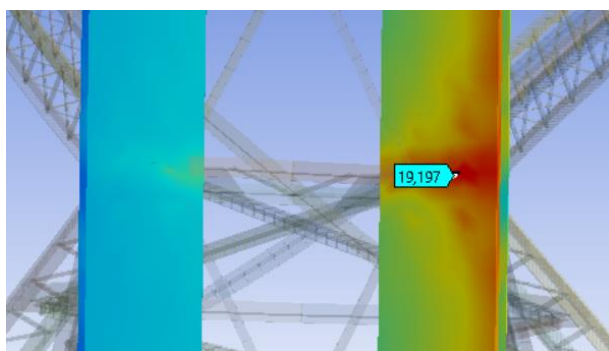


Figura 56. Detalle tensión de Von Mises cordón superior 3ª Hip. Coeficiente de magnificación 190

En la unión con la sección 7, se detecta la máxima tensión, debida a las flexiones locales antes mencionadas con un valor medio de 1,92 kg/mm<sup>2</sup>, similar tanto en el alma como en las alas. La tensión se reparte uniformemente por el cordón superior con un incremento menor al 15%.

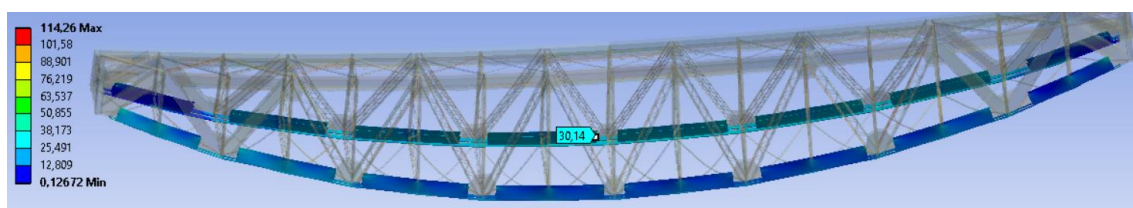


Figura 57. Tensión de Von Mises cordón inferior 3ª Hip. Coeficiente de magnificación 190

La tensión en el cordón inferior se detecta nuevamente en el lado contrario al lado de incidencia del viento, teniendo un valor máximo de  $3,01 \text{ kg/mm}^2$ . Al igual que en el cordón superior, las tensiones son uniformes con un incremento reducido.

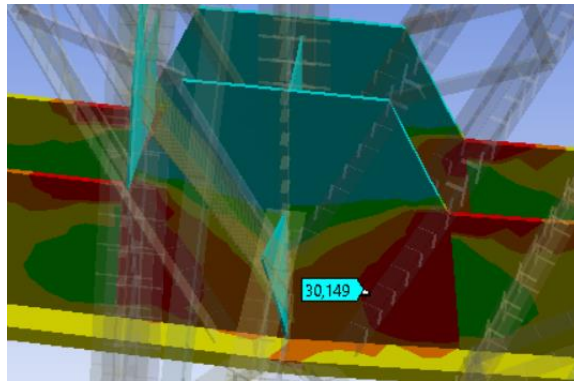


Figura 58. Detalle tensión de Von Mises cordón inferior 3ª Hip. Coeficiente de magnificación 190

### Montantes y Diagonales

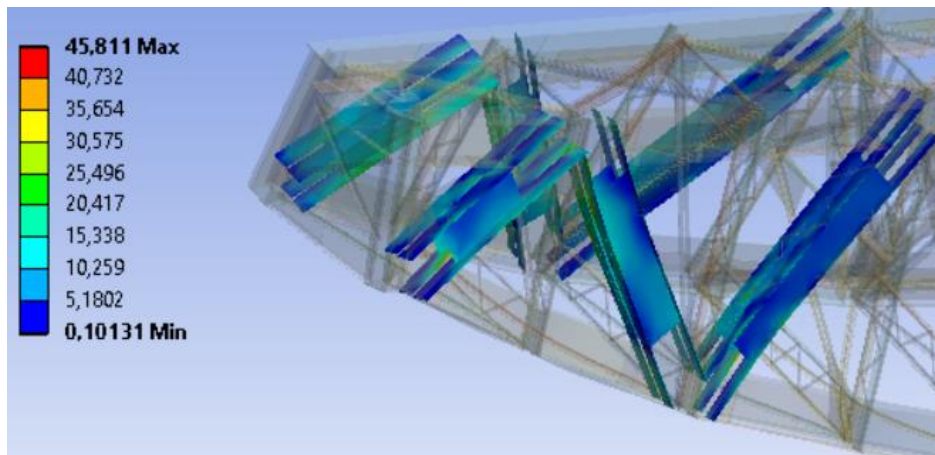


Figura 59. Tensión de Von Mises diagonales 3ª Hip. Coeficiente de magnificación 190

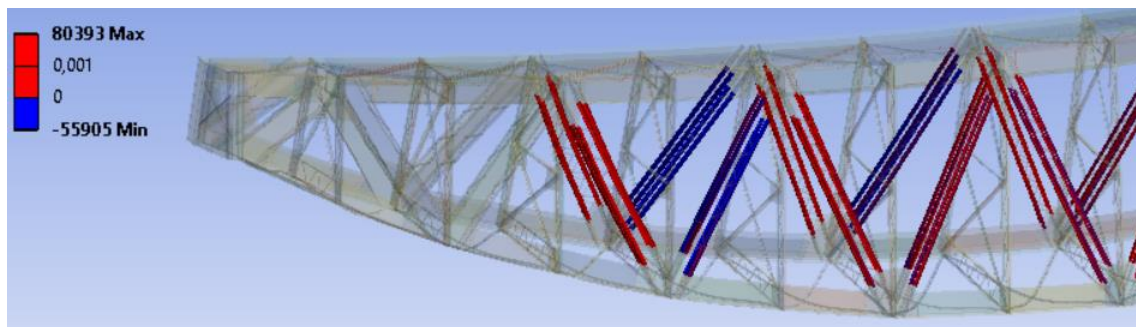


Figura 60. Tensión de Von Mises diagonales 3ª Hip. Coeficiente de magnificación 190

Las primeras diagonales tienen unas tensiones de  $1,47 \text{ kg/mm}^2$ ,  $1,14 \text{ kg/mm}^2$  y  $0,87 \text{ kg/mm}^2$ . El resto de las diagonales alternan tensiones a tracción y compresión con unos valores de  $1,58 \text{ kg/mm}^2$ ,  $-1,10 \text{ kg/mm}^2$ ,  $1,46 \text{ kg/mm}^2$ ,  $-1,02 \text{ kg/mm}^2$  y  $0,75 \text{ kg/mm}^2$ . Hay que destacar que la diagonal VII del lado del viento, trabaja a tracción. Los cálculos detallados se muestran en el Anexo 7.3.1.

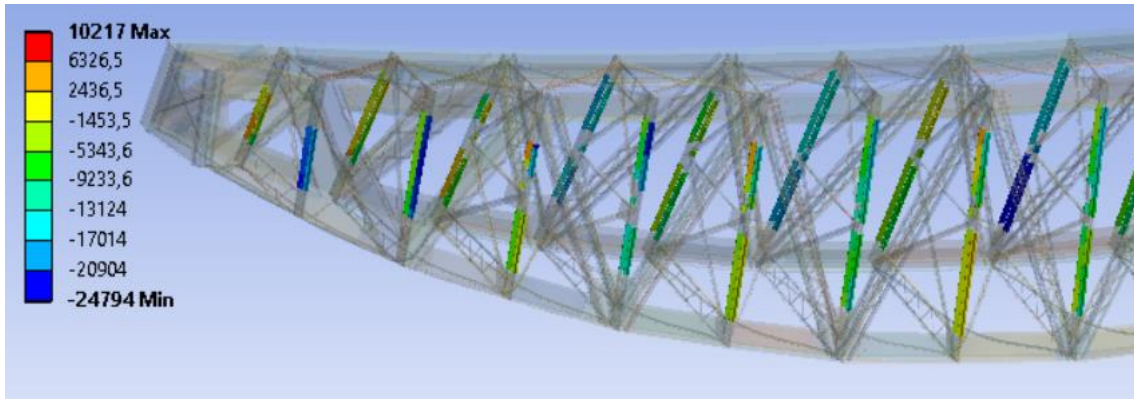


Figura 61. Tensión de Von Mises montantes 3ª Hip. Coeficiente de magnificación 190

A diferencia de las anteriores hipótesis, en los montantes hay tanto tensiones a compresión, con un valor máximo de  $0,63 \text{ kg/mm}^2$ ; y tensiones a tracción, con un valor de  $0,26 \text{ kg/mm}^2$ . Esto es debido a que en esta ocasión la única carga vertical que actúa es la acción de la gravedad. Los cálculos detallados se muestran en el Anexo 7.3.1.

### Arriostrado

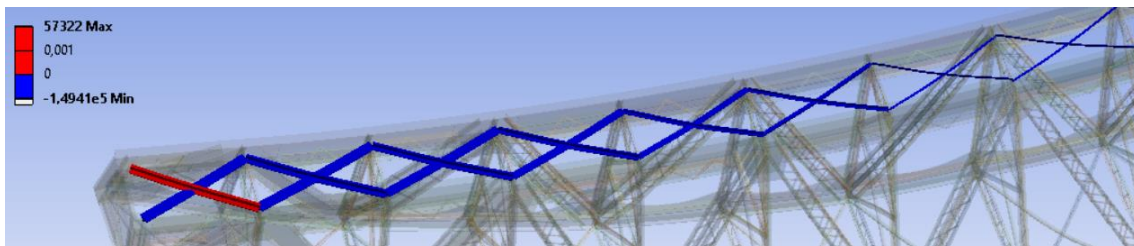


Figura 62. Tensión de Von Mises arriostrado superior 3ª Hip. Coeficiente de magnificación 190

La tensión máxima generada en el arriostrado superior corresponde a compresión y tiene los siguientes valores  $0,92 \text{ kg/mm}^2$ ,  $2,20 \text{ kg/mm}^2$ ,  $2,10 \text{ kg/mm}^2$ ,  $2,71 \text{ kg/mm}^2$ ,  $2,99 \text{ kg/mm}^2$ ,  $1,95 \text{ kg/mm}^2$ ,  $2,26 \text{ kg/mm}^2$  y  $2,26 \text{ kg/mm}^2$ . Los cálculos detallados se muestran en el Anexo 7.3.1.

Tabla 6. Comparación tensiones Arriostramiento superior

Parte	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Hip. 2 ( $\text{kg/mm}^2$ )	1,64	5,09	5,05	6,86	7,46	4,79	5,29	5,2
Hip. 3 ( $\text{kg/mm}^2$ )	0,92	2,20	2,10	2,71	2,99	1,95	2,26	2,26

Como era esperable, los valores de la tercera hipótesis son menores en comparación con los generados en la segunda hipótesis como se determinaba en el segundo proyecto reformado [5].

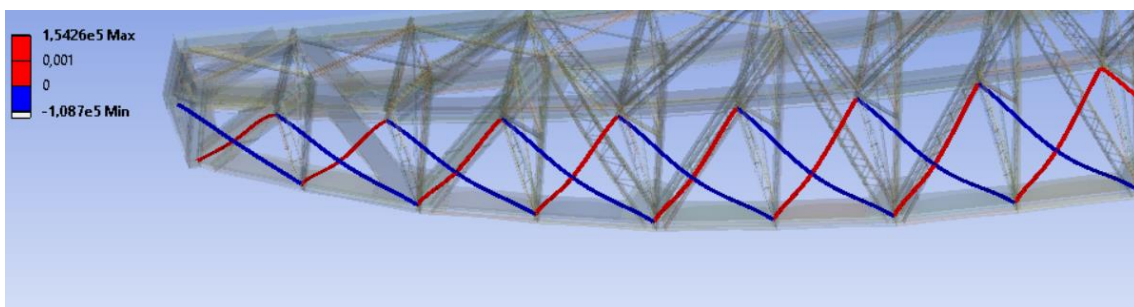


Figura 63. Tensión de Von Mises arriostrado inferior 3ª Hip. Coeficiente de magnificación 190



Las tensiones máximas generadas a compresión en el arriostrado inferior son 6,12 kg/mm<sup>2</sup>, 4,97 kg/mm<sup>2</sup>, 3,40 kg/mm<sup>2</sup>, 2,52 kg/mm<sup>2</sup>, 1,88 kg/mm<sup>2</sup>, 1,30 kg/mm<sup>2</sup>, 0,70 kg/mm<sup>2</sup> y 0,11 kg/mm<sup>2</sup>. El valor máximo trabajando a tracción es 8,68 kg/mm<sup>2</sup> en la cruz (una de las dos barras trabaja a tracción). Los cálculos detallados se muestran en el *Anexo 7.3.1*.

Tabla 7. Comparación tensiones Arriostramiento inferior

Partes	I	II	III	IV	V	Máx Tracción
Hip. 2 (kg/mm <sup>2</sup> )	4,22	3,33	1,44	0,62	0,42	11,2
Hip. 3 (kg/mm <sup>2</sup> )	6,12	4,97	3,40	2,52	1,88	8,68

Los valores de tensión a compresión en la tercera hipótesis son muy superiores a los obtenidos en la segunda hipótesis, en consonancia con los cálculos realizados en 1944 [5]. Hay que destacar que los valores a tracción son superiores en el caso de la segunda hipótesis, pero como se ha comentado en el *subapartado 5.1.2*, es debido a la cercanía a los estribos.

Por último, señalar que ninguno de los resultados obtenidos en la tercera hipótesis supera los 11,5 kg/mm<sup>2</sup> limitados en la Normativa.

#### 5.1.4. Cuarta hipótesis Instrucción de 1925

Para tener en cuenta la influencia dinámica del material móvil sobre el tramo, se añadía a la sobrecarga un coeficiente de impacto para aumentar sus efectos.

Este valor calculado de acuerdo con la norma es del 49,87%. Las cargas serán repartidas con el mismo sentido y misma zona que lo realizado en la primera hipótesis, por lo que, los efectos generados serán similares en dirección y sentido a los visualizados en la primera hipótesis, pero con un aumento en su módulo. Los cálculos detallados de la carga aplicada se muestran en el *Anexo 7.3.1*.

La flecha total se corresponde principalmente a la componente vertical y tiene un valor de 50,50 mm. Este valor es más del doble que la deformación obtenida en la primera hipótesis, a pesar de que el coeficiente de impacto era menor al 50%, esto hace pensar en que pueda haber inexactitudes o simplificaciones en el modelo que varían los resultados obtenidos ya que deberían ser directamente proporcionales.



Figura 64. Deformación total 4ª Hip. Coeficiente de magnificación 59

### Vigas principales

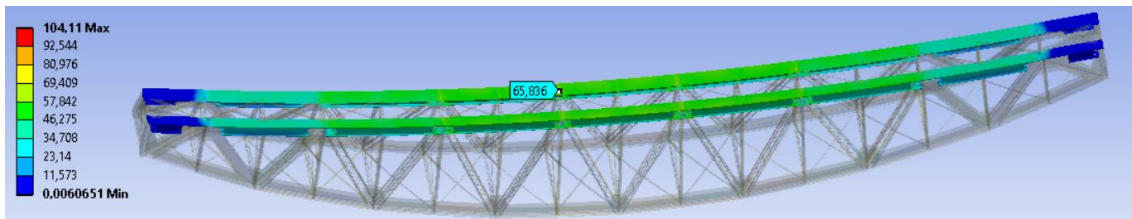


Figura 65. Tensión de Von Mises cordón superior 4ª Hip. Coeficiente de magnificación 59

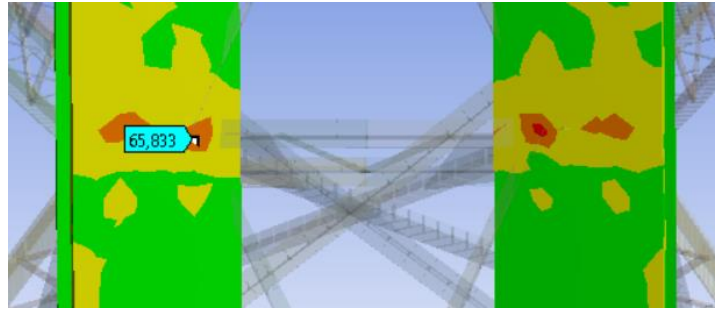


Figura 66. Detalle tensión de Von Mises cordón superior 4ª Hip. Coeficiente de magnificación 59

El cordón superior, presenta una tensión máxima de  $6,6 \text{ kg/mm}^2$ , generada en el mismo lugar que en la primera hipótesis. La máxima tensión detectada en el alma es ligeramente inferior a este valor y se genera en el punto de unión con la diagonal VIII. Entre la sección 3 y el punto de mayor tensión se genera un incremento del 30%.

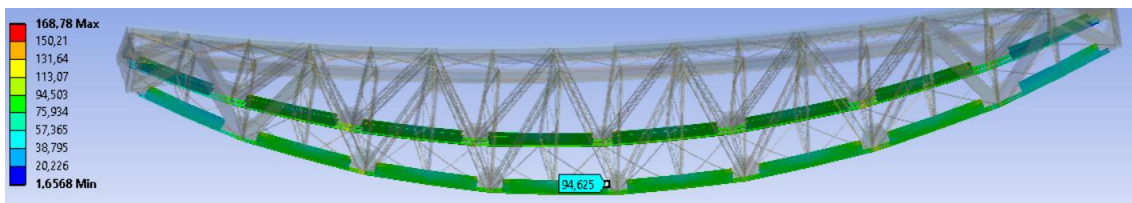


Figura 67. Tensión de Von Mises cordón inferior 4ª Hip. Coeficiente de magnificación 59

El valor máximo detectado en la unión con la diagonal VIII en el cordón inferior es de  $9,5 \text{ kg/mm}^2$ . Al igual que en la primera hipótesis, las tensiones tienen valores similares a lo largo de todo el cordón.

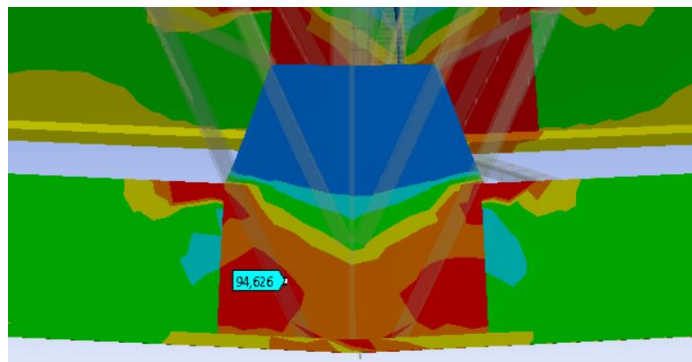


Figura 68. Detalle tensión de Von Mises cordón inferior 4ª Hip. Coeficiente de magnificación 59



## Montantes y Diagonales

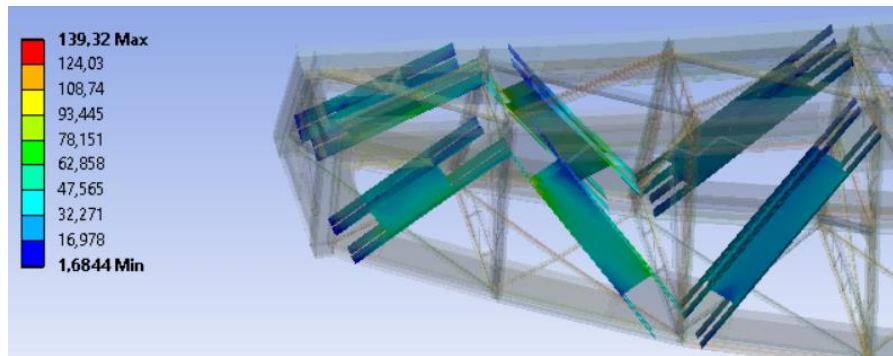


Figura 69. Tensión de Von Mises diagonales 4ª Hip. Coeficiente de magnificación 59

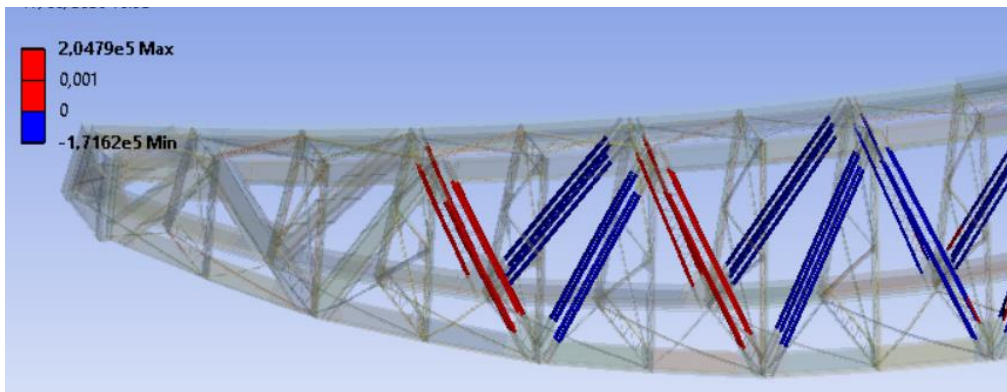


Figura 70. Tensión de Von Mises diagonales 4ª Hip. Coeficiente de magnificación 59

Las primeras diagonales tienen un valor medio en las almas de  $4,3 \text{ kg/mm}^2$ ,  $4,2 \text{ kg/mm}^2$  y  $2,8 \text{ kg/mm}^2$ , respectivamente. Las siguientes diagonales alternan cargas a tracción y compresión (a excepción de la última diagonal que trabaja a compresión) cuyos valores son  $3,43 \text{ kg/mm}^2$ ,  $-2,60 \text{ kg/mm}^2$ ,  $2,25 \text{ kg/mm}^2$ ,  $-2,16 \text{ kg/mm}^2$  y  $-0,58 \text{ kg/mm}^2$ . Los cálculos detallados se muestran en el Anexo 7.3.1.

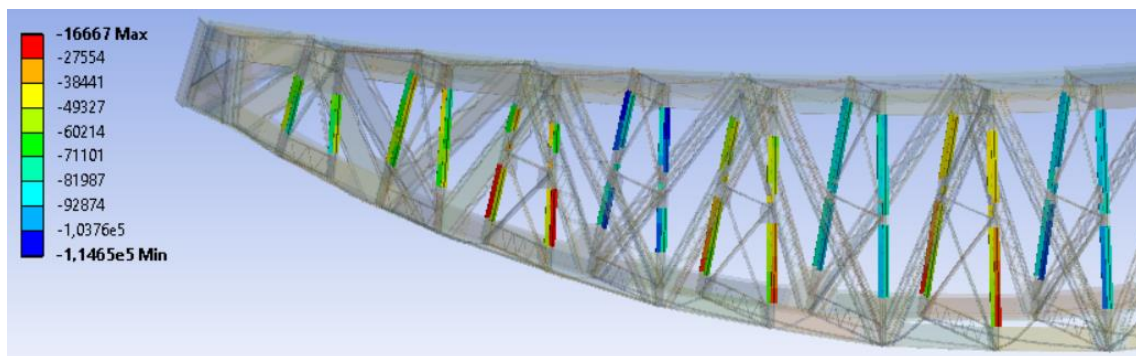


Figura 71. Tensión de Von Mises montantes 4ª Hip. Coeficiente de magnificación 59

Los montantes trabajan a compresión con unas cargas que varían entre  $0,42 \text{ kg/mm}^2$  y  $2,92 \text{ kg/mm}^2$ , donde las mayores compresiones se registran en las secciones 2, 4, 6 y 8, ya que no tienen el apoyo de las diagonales para reducir la flexión local del cordón superior. Los cálculos detallados se muestran en el Anexo 7.3.1.

## Arriostrado

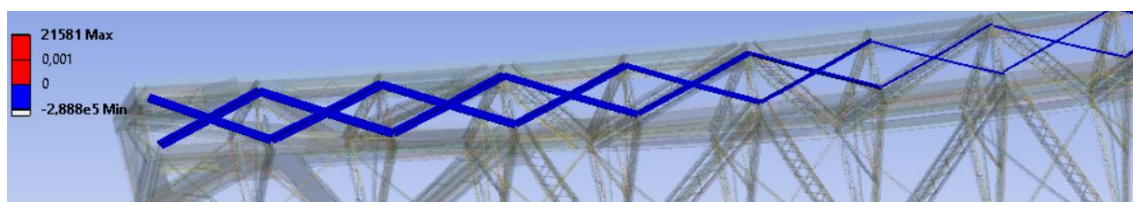


Figura 72. Tensión de Von Mises arriostrado superior 4ª Hip. Coeficiente de magnificación 59

El arriostrado superior soporta cargas de compresión con unos valores de 0,44 kg/mm<sup>2</sup>, 4,24 kg/mm<sup>2</sup>, 4,38 kg/mm<sup>2</sup>, 6,27 kg/mm<sup>2</sup>, 6,72 kg/mm<sup>2</sup>, 4,20 kg/mm<sup>2</sup>, 4,6 kg/mm<sup>2</sup> y 4,73 kg/mm<sup>2</sup>. Los cálculos detallados se muestran en el Anexo 7.3.1.

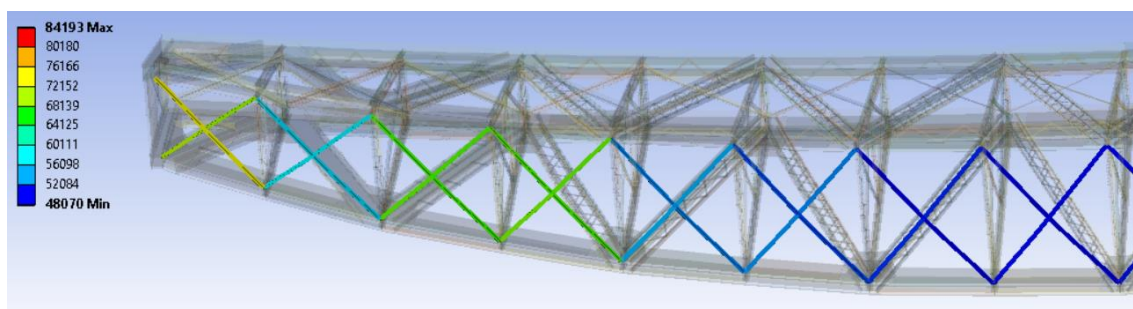


Figura 73. Tensión de Von Mises arriostrado inferior 4ª Hip. Coeficiente de magnificación 59

El arriostrado inferior trabaja completamente a tracción con unos valores que disminuyen desde los estribos a la zona central del tramo. Las tensiones de Von Mises oscilan entre 4,72 y 2,73 kg/mm<sup>2</sup>. Los cálculos detallados se muestran en el Anexo 7.3.1. Hay que destacar que la segunda cruz tiene un valor menor de tensión comparado con la tercera y cuarta.

Comparando los resultados obtenidos en la cuarta hipótesis con los de la primera, se observa la gran influencia del coeficiente de impacto, ya que ha incrementado todos los resultados en gran medida.

Por último, destacar que ninguno de los resultados obtenidos en la cuarta hipótesis supera los 14 kg/mm<sup>2</sup> limitados en la Normativa.

## 5.2. Modos de Vibración

En toda estructura hay que tener en cuenta los efectos de las vibraciones y observar la posible resonancia que pudiera aparecer cuando las frecuencias propias de vibración de la estructura son cercanas a la frecuencia de excitación de las cargas. Para ello, se ha realizado la simulación de los 30 primeros modos de vibración con el sistema de análisis “Modal” del software empleado en este trabajo.

A continuación, se muestra una tabla con los modos más relevantes observados y, posteriormente, se realizará una comparación con el 4º paso sobre el Matarraña (resultados obtenidos en *Puentes metálicos ferroviarios en Aragón y su entorno. Visión histórica y estructural* [3]) ya que este era similar a la geometría previa al segundo proyecto reformado del viaducto de Santa Linya. La tabla completa de los modos se puede observar en el Anexo 7.3.2. Los valores

de deformación expuestos no son realmente relevantes de modo que no serán considerados en el análisis al igual que los coeficientes de magnificación de las Figuras 74, 75, 76, 77 y 78<sup>2</sup>.

Tabla 8. Modos de vibración y descripción de vibración

Número modo	Frecuencia (Hz)	Zona deformada	Deformación (mm)
1	2,2948	Torsión y flexión lateral cordón inferior	0,129
2	5,2199	Torsión y flexión lateral cordón inferior y superior Flexión vertical	0,117
4	6,0004	Torsión y flexión lateral cordón inferior con 2 ondas	0,128
5	9,497	Torsión y flexión lateral con 2 ondas cordón inferior y superior	0,166
20	13,101	Torsión y flexión lateral con 4 ondas cordón inferior y flexión lateral con 4 ondas cordón superior	0,176

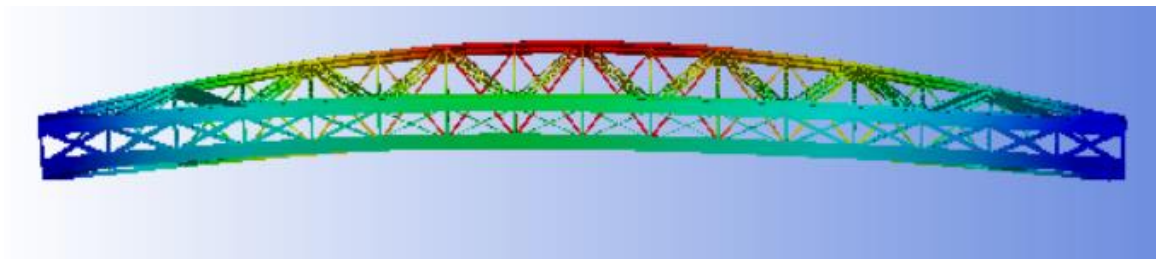


Figura 74. Modo de vibración 1. Coeficiente de magnificación 23000

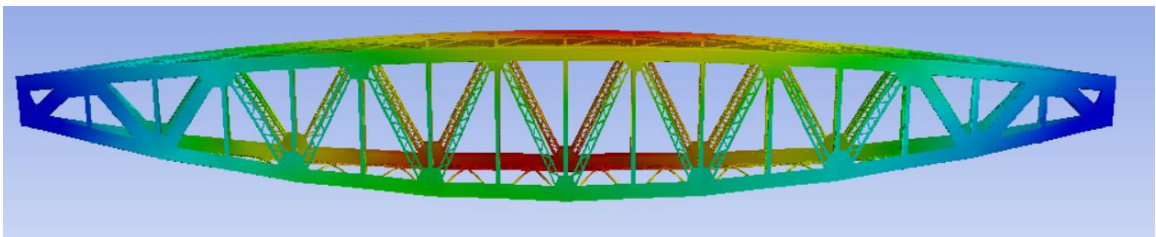


Figura 75. Modo de vibración 2. Coeficiente de magnificación 27000

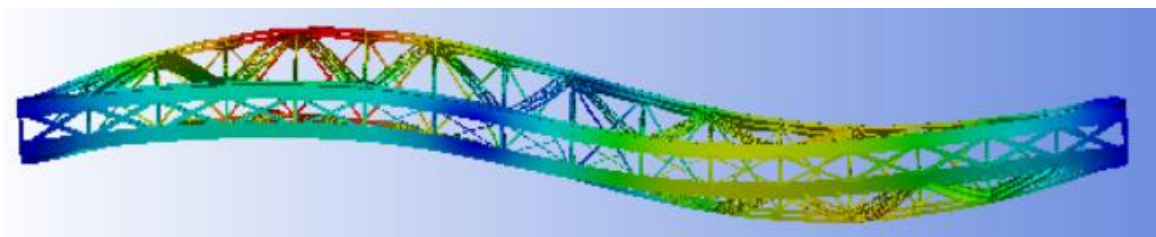


Figura 76. Modo de vibración 4. Coeficiente de magnificación 24000

<sup>2</sup> M. A. Martínez [Comunicación personal]. 20 de junio de 2020



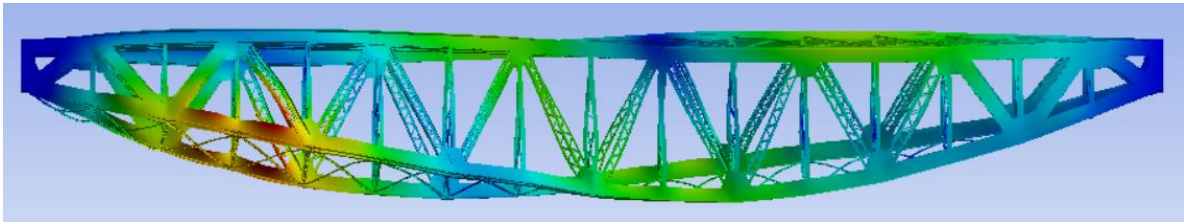


Figura 77. Modo de vibración 5. Coeficiente de magnificación 19000

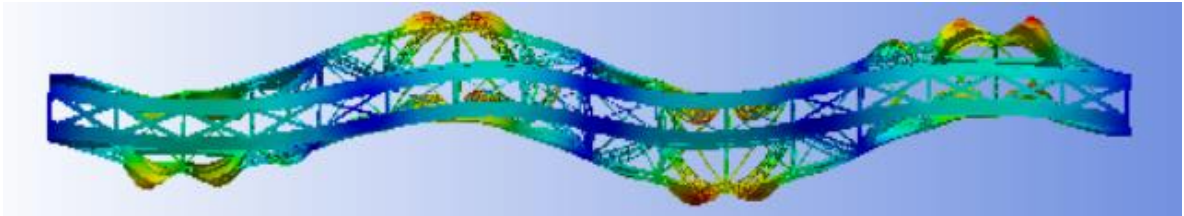


Figura 78. Modo de vibración 20. Coeficiente de magnificación 17000

Comparando los resultados obtenidos con el puente de Matarraña, el viaducto de Santa Linya presenta un mejor comportamiento al modo lateral, de torsión y lateral con 2 ondas, ya que claramente se obtiene una frecuencia superior en estos tres casos, sin embargo, en el modo vertical no hay una diferencia tan notable como en los anteriores (solamente un 8% superior). Al ser la frecuencia directamente proporcional al cuadrado de la rigidez, se concluye que la sección trapezoidal realizada en Santa Linya, cumple el cometido de aumentar la rigidez siendo esta la explicación de su mejor comportamiento en los modos de vibración, ya que la diferencia de luz entre ambos tramos metálicos es reducida (la longitud de Matarraña es 56 metros y la longitud de Santa Linya es 58,7 metros).

Tabla 9. Comparación modos de vibración Matarraña y Santa Linya

	4º Paso Matarraña	Santa Linya
<b>Modo Lateral</b>	1,87	2,2948
<b>Modo vertical</b>	4,83	5,2199
<b>Modo lateral 2 ondas</b>	4,59	6,0004
<b>Modo torsión</b>	4,81	9,497

### 5.3. Tren de carga

Para la realización de las simulaciones para distintos trenes de carga, se ha empleado el sistema de análisis “Transient Structural” del software empleado en este trabajo.

Para la aplicación de las cargas en las tres simulaciones realizadas, se ha seguido un procedimiento similar el cual se enuncia a continuación y cuyos cálculos detallados se muestran en el Anexo 7.3.3.1 y 7.3.3.2.

En primer lugar, se ha dividido el ala superior del cordón superior en 16 tramos, correspondientes a las 16 divisiones que realizarían los montantes. A partir de las medidas de cada parte tren de carga, se ha aproximado a cuántos tramos correspondería del viaducto y se ha aplicado la carga de la misma forma que se ha aplicado en la primera y cuarta hipótesis. Se ha calculado los kilogramos por metro de cada componente del tren y se ha aplicado la carga correspondiente a cada tramo en el momento correspondiente.

Dependiendo de la longitud del tren observado, el análisis dinámico se ha dividido en un número distinto de “step” o pasos, en los que se ha ampliado para asegurar el paso completo del tren. A continuación, se expondrán las cargas para cada tren. Se ha creído interesante realizar tres análisis con tres tipos distintos de tren: el tren tipo contemplado en la normativa [4], el tren de las pruebas de 1949 [2] y el Tren dels Llacs [8].

Como se observará en los siguientes apartados, los resultados obtenidos son similares o menores a las correspondientes de la primera hipótesis debido al valor de las cargas aplicadas.

### 5.3.1. Material móvil de la normativa

En la Instrucción, se contemplaban ciertas características de un tren tipo las cuales se recogen en la *Figura 6*. El tren debía constar de dos locomotoras con sus ténders, y completar el tramo con vagones hasta cubrir la luz al completo. A partir de las medidas antes enunciadas, se recogen las aproximaciones realizadas en la *Tabla 10*.

*Tabla 10. Aproximación de longitud tren tipo de la Instrucción [4]*

Parte	Longitud (m)	Tramos ocupados	Tramos aproximados
<b>Locomotora</b>	10	2,73	3
<b>Ténder</b>	8	2,18	2
<b>Vagón</b>	10	2,73	3

En la *Tabla 11*, se muestran las cargas que se han aplicado para la simulación y los cálculos detallados se pueden observar en el *Anexo 7.3.3.1*.

*Tabla 11. Cargas aproximadas tren tipo de la Instrucción [4]*

Parte	Carga por metro lineal (t/m)	Carga en cada tramo (kg/mm <sup>2</sup> )
<b>Locomotora</b>	10	0,00625
<b>Ténder</b>	9	0,005625
<b>Vagón</b>	6,4	0,004

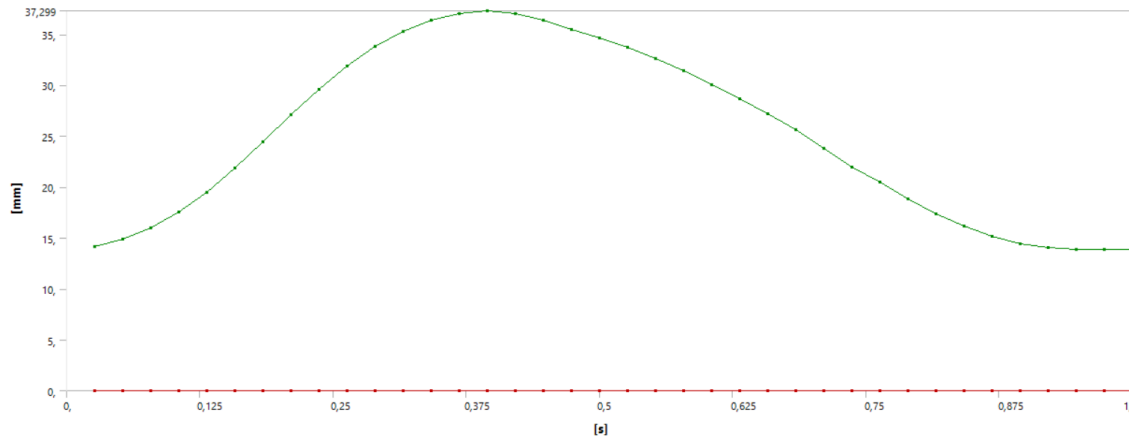
El tren tipo constará de las siguientes partes: Locomotora + Ténder + Locomotora + Ténder + Vagón + Vagón + Vagón. Por lo tanto, ocuparán 19 tramos, lo que conlleva a realizar 36 pasos (aumentado hasta 38) en la simulación. Para una mejor comprensión del tipo de evolución de la carga que se realizará, en el *Anexo 7.3.3.2* se adjunta la carga impuesta en el tramo 1 como ejemplo.

La flecha máxima obtenida es de 37,3 mm correspondiente al paso 0,39474. En este paso, la primera locomotora acaba de llegar al 15º tramo del viaducto y en el punto central se encuentra la segunda locomotora. La *Gráfica 1* muestra la evolución de la deformación total. El desarrollo de la deformación y el posicionamiento crítico del tren se muestra en el *Anexo 7.3.3.3*.

La tensión máxima localizada en el cordón superior es ligeramente inferior a 4,8 kg/mm<sup>2</sup>, localizada en el alma del cordón en la zona de unión con la diagonal VIII. La tensión antes y después del paso es de 1,5 kg/mm<sup>2</sup>. La tensión máxima localizada en el cordón inferior es cercana a 7,1 kg/mm<sup>2</sup>, localizada en el alma con la unión de las diagonales y la mínima en dicho punto es de 2,2 kg/mm<sup>2</sup>. Ambas tensiones siguen una función similar a la de deformaciones, mostrada en la *Gráfica 1*.



Los resultados obtenidos son ligeramente superiores a los obtenidos en la primera hipótesis de carga, esto es debido a que la locomotora de la simulación actual tiene un valor máximo superior a la carga aplicada en la primera hipótesis, razón por la que, cuando está colocada en la situación más desfavorable, es capaz de generar unas tensiones y deformaciones superiores.



Gráfica 1. Evolución de la flecha máxima al paso del tren tipo de la normativa [4]

### 5.3.2. Prueba realizada en 1949

El 8 de junio de 1949, se realizaron las pruebas al viaducto de Santa Linya con dos locomotoras Montaña de la serie 4600 [2]. No se ha tenido acceso a los resultados de dicha prueba, por lo que la simulación dará un reflejo aproximado de las tensiones y deformaciones visualizadas en 1949.

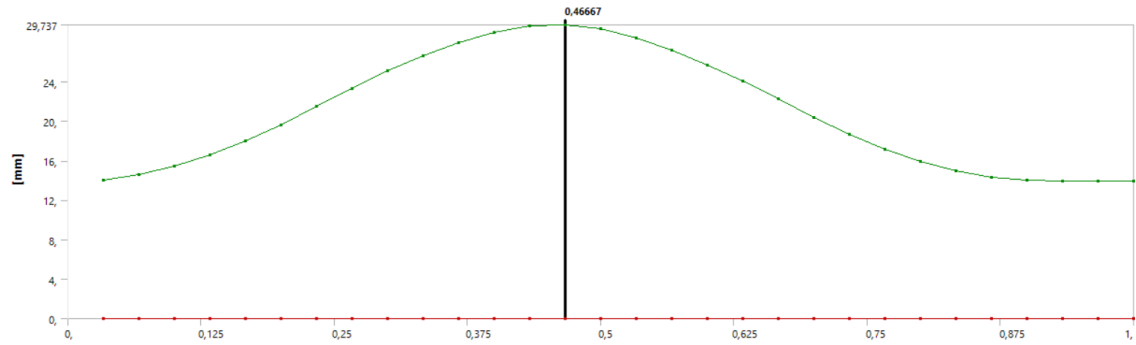
El procedimiento seguido ha sido similar al realizado en el tren de cargas de la Instrucción [4]. El tren tipo planteado será el siguiente: Locomotora + Ténider + Locomotora + Ténider. Los valores de las cargas y los tramos ocupados por paso se muestran a continuación. Los cálculos se pueden observar en el Anexo 7.3.3.1 y 7.3.3.2.

Tabla 12. Longitudes y cargas para tren de prueba de 1949 [3] [15] [16]

Parte	Longitud (m)	Tramos ocupados	Tramos aproximados	Carga por metro lineal (t/m)	Carga en cada tramo (kg/mm <sup>2</sup> )
Locomotora	16,35	4,45	4	6,92	0,004323
Ténider	9,15	2,49	2	5,51	0,003446

El número de tramos ocupados en este caso es de 12, por lo que se necesitarán 29 pasos (aumentado a 31) para realizar el análisis dinámico.

La flecha máxima obtenida es 29,74 mm, dado en el paso 0,46667. En este paso la segunda locomotora se encontraría en la posición central del tramo. La distribución de las deformaciones se observa en la Gráfica 2.



Gráfica 2. Evolución de la flecha máxima para el paso del tren de pruebas de 1949

La tensión máxima localizada en el cordón superior es  $3,8 \text{ kg/mm}^2$ , siendo muy similar tanto en el alma como en las alas. La tensión máxima en el cordón inferior es  $5,5 \text{ kg/mm}^2$ . La evolución de las tensiones se muestra en el Anexo 7.3.3.3. Se observa una carga inferior con el tren de la prueba de 1949 respecto al tren tipo de la normativa de 1925 o a los resultados obtenidos en la primera hipótesis debido a la menor carga aplicada en la simulación actual.

### 5.3.3. Tren dels Llacs

Por último, se ha realizado la simulación del Tren dels Llacs, el tren turístico que actualmente circula por el tramo objeto de estudio.

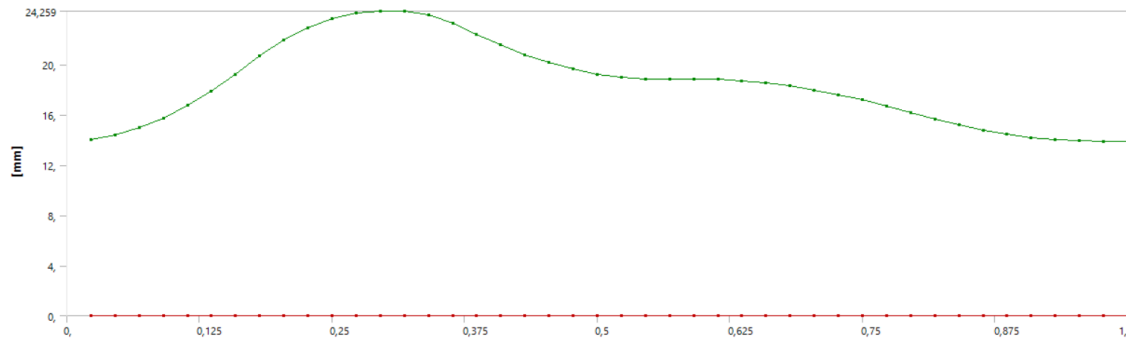
El procedimiento planteado es similar a los anteriores, pero con las características de longitud y peso del Tren dels Llacs. El tren original consta de dos locomotoras diésel modelo 10817 y 10820 (serie 308 de doble tracción), así como 4 vagones de la serie 6000, un coche cafetería adaptado y un furgón postal [8]. En resumen, constaría de 2 locomotoras y 6 vagones. Con 3 vagones, el tramo estaría completamente cubierto por estos, por lo que se ha reducido la simulación a 2 locomotora y 3 vagones, ya que el resto realizaría las mismas acciones sobre el tramo.

Tabla 13. Cargas y longitudes aproximadas para el Tren dels Llacs [3] [8] [17]

Parte	Longitud (m)	Tramos ocupados	Tramos aproximados	Carga por metro lineal (t/m)	Carga en cada tramo ( $\text{kg/mm}^2$ )
Locomotora	12,935	3,52	4	4,95	0,0031
Vagón	21,35	5,82	6	1,87	0,00117

El número de tramos que constará el tren tipo planteado será de 26, por lo que se necesitarán 43 pasos (aumentados a 44) para la realización de la simulación dinámica.

La flecha máxima obtenida es de 24,259 mm, correspondiente a cuando la segunda locomotora ha llegado a la mitad del tramo y el segundo vagón todavía no ha entrado en el tramo.



Gráfica 3. Evolución de la flecha máxima al paso del Tren dels Llacs

La evolución de las tensiones es similar a la evolución de las deformaciones y se pueden visualizar en el *Anexo 7.3.3.3*. La máxima tensión de Von Mises se localiza para el cordón superior en el alma, en la zona de unión con la diagonal VIII y tiene un valor superior a  $3,0 \text{ kg/mm}^2$ . Para el cordón inferior, la tensión máxima registrada es ligeramente inferior a  $4,3 \text{ kg/mm}^2$ . Estas tensiones al igual que la deformación total, son inferiores a las otras dos simulaciones realizadas ya que los pesos del material móvil son inferiores.

## 6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

El viaducto de Santa Linya es uno de los viaductos más singulares de toda la península Ibérica. Pertenecía a la línea Saint Giron – Baeza, un antiguo proyecto promovido por los deseos coloniales franceses y por la oportunidad de fortificar la red ferroviaria española.

Por numerosos problemas sociales, presupuestarios y geográficos, la línea no llegó a completarse y quedaron tramos inconexos y abandonados. El único tramo terminado por completo fue el tramo entre Lérida y Pobla de Segur, tramo que ha llegado a la actualidad y es usado con frecuencia. En este tramo es donde se localiza el viaducto tratado.

El diseño del viaducto responde a las exigencias de la ambiciosa Instrucción de 1925. Esta normativa, sustituyó a la Instrucción de 1902, la cual quedó prontamente obsoleta, por lo que, en la nueva, se buscó una norma que perdurara en el tiempo. Tanto es así que muchos de los tramos construidos con esta norma, han soportado el paso de las décadas, a pesar del aumento de peso y velocidad del material móvil, sin ningún tipo de problemas. Esta norma incluyó conceptos modernos para la época, como el coeficiente de impacto, y un aumento considerable de las cargas. Se destaca las combinaciones exigidas, las cuales se han simulado en el trabajo actual.

Al igual que la línea, el diseño y construcción del viaducto no estuvo excluido de dificultades, como reflejo quedan los numerosos proyectos y reformados realizados, así como su peculiar geometría.

El viaducto cuenta con cuatro tramos en el lado de Lérida y dos en el lado de Pobla de Segur de hormigón armado. En medio se sitúa el tramo metálico de tablero superior que ha sido objeto del trabajo, que consta de un vano de 58,7 metros de luz con vigas larguero Warren separadas dos metros con cabeza superior recta e inferior parabólica. La sección transversal es un trapecio de cabeza superior dos metros y con una inclinación de  $1/5$  sobre la vertical, haciendo que la cabeza inferior comience con 3 metros en los estribos y aumente a medida que se aleja de los apoyos.

El cordón inferior parabólico fue realizado porque las pilas se construyeron previo diseño final del tramo central y de ese modo se consiguió aprovechar la limitación de distancia entre apoyos de un mismo estribo. La sección transversal trapezoidal aumentó la rigidez transversal, consiguiendo unas mejores prestaciones en comparación con la sección cuadrada.

El tramo ha sido modelado en ANSYS 18.1 con el módulo Workbench de acuerdo con los planos originales del tercer proyecto reformado [10].

Para el mallado realizado, se han empleado elementos placa para las vigas principales, la sección 0 y las tres primeras diagonales; y elementos barra para el resto de las componentes estructurales. El análisis de sensibilidad realizado ha reflejado una influencia reducida del tamaño de malla en los resultados, por lo que se ha determinado usar la malla media explicada para reducir posibles inexactitudes de la malla gruesa y reducir la carga computacional, así como mitigar resultados puntuales irreales. La malla media consta de 105.456 nodos y 88.235 elementos con un tamaño máximo seleccionado para elementos placa ha sido de 119,33 mm.

Las simulaciones realizadas en el trabajo se pueden dividir en tres grupos:

Primeramente, se han realizado las simulaciones de las hipótesis de carga impuestas en la Instrucción de 1925. Los resultados máximos obtenidos en las simulaciones se muestran la *Tabla 14*.

*Tabla 14. Tensiones máximas en simulaciones y proyecto [5]*

Partes	Hipótesis	Tensión máx. simulación (kg/mm <sup>2</sup> )	Tensión Máx. proyecto (kg/mm <sup>2</sup> )	Valor Máximo Norma (kg/mm <sup>2</sup> )
<b>Cordón superior</b>	4	6,6	13,55	14
<b>Cordón Inferior</b>	4	9,5	13,75	14
<b>Diagonal I</b>	4	4,3	13,27	14
<b>Diagonal IV</b>	4	3,43	12,05	14
<b>Montante</b>	4	2,92	8,94	14
<b>Arriostrado Sup. (V)</b>	2	7,46	9,3	11,5
<b>Arriostrado Inf. (I)</b>	3	6,12	7,14	11,5

Los resultados obtenidos en las simulaciones muestran una menor tensión en comparación con la esperada de los cálculos realizados en el segundo proyecto reformado [5]. A pesar de ello, tanto los resultados de la simulación como los resultados obtenidos en el proyecto cumplen los requerimientos de tensión máxima impuesto por la Instrucción.

El coeficiente de impacto de la 4ª hipótesis es una de las novedades en la Instrucción de 1925 y ha mostrado la gran influencia de los resultados. El valor de este es cercano al 50% (49,87%) y ha registrado aumentos superiores a este valor en las distintas partes del tramo, como ejemplo se puede destacar el aumento de las deformaciones en más de un 106%, siendo la deformación en la 4ª hipótesis la deformación máxima registrada.

Se han deducido los modos de vibración, donde con la comparación realizada con el 4º Paso sobre el Matarraña (puente también en vientre de pez y sección transversal cuadrada), se observa un mejor comportamiento en todos los sentidos del diseño planteado en el segundo proyecto reformado, por lo que puede concluir el acertado cambio en la forma de la sección transversal, ya que la diferencia de luz entre ambos tramos es reducida.

Finalmente, se ha realizado el análisis dinámico de tres trenes de carga distintos: el tren tipo planteado por la normativa, el tren de prueba empleado en 1949 y el Tren dels Llacs.

Las tres pruebas han reflejado una menor exigencia para el tramo que las hipótesis de la normativa, lo que refleja lo adelantada a su época de la Instrucción, ya que el tren de la prueba de 1949 y el Tren dels Llacs (1968 son muy posteriores a su entrada en vigor.

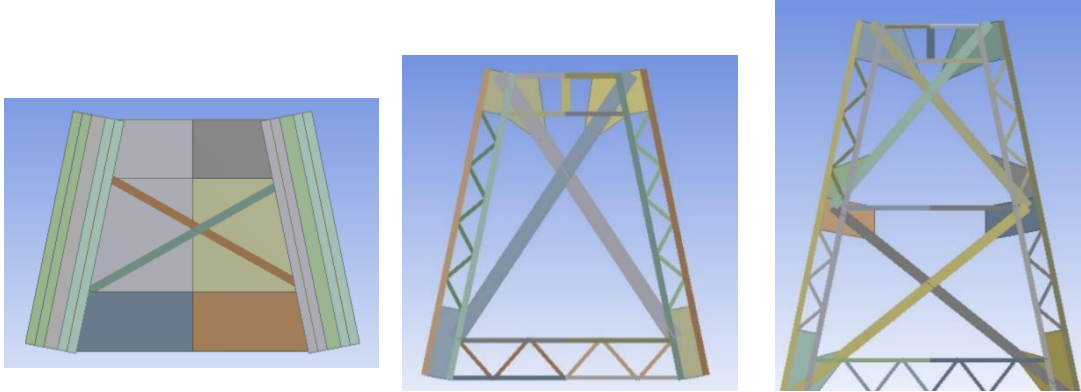
Todas las simulaciones realizadas con los trenes tipo, reflejan unos resultados inferiores a los límites impuestos por la normativa, por lo que se puede determinar que el diseño realizado fue óptimo.



## 7. ANEXOS

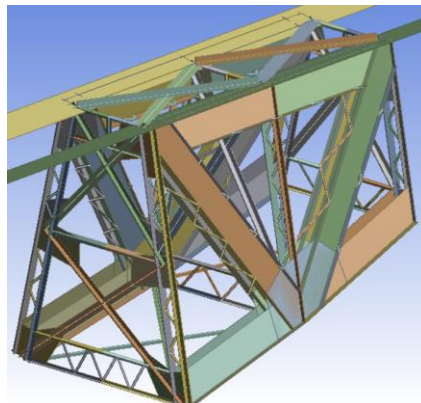
### 7.1. Geometría y Áreas necesarias

Se muestra en la *Figura 79* tres secciones tipo modeladas con el programa ANSYS. La sección 2 comparte tipología con la sección 1; y la sección 4, con la 3, 5, 6, 7 y 8.

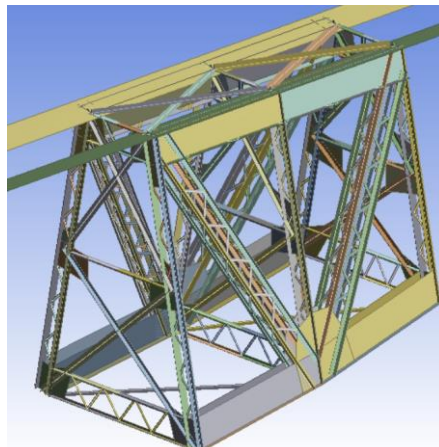


*Figura 79. Secciones 0, 2 y 4, de derecha a izquierda, realizadas con ANSYS*

Para una mejor comprensión de la tipología del tramo, se adjuntan dos imágenes más (*Figura 80 y 81*). Finalmente, en la *Figura 82*, se muestran las partes del tramo implementados con elementos placa y en la *Figura 83*, la mitad del tramo con todas las partes implementadas con elementos barra.



*Figura 80. Detalle entre sección 1 y sección 3 realizado con ANSYS*



*Figura 81. Detalle entre sección 3 y sección 5 realizada con ANSYS*

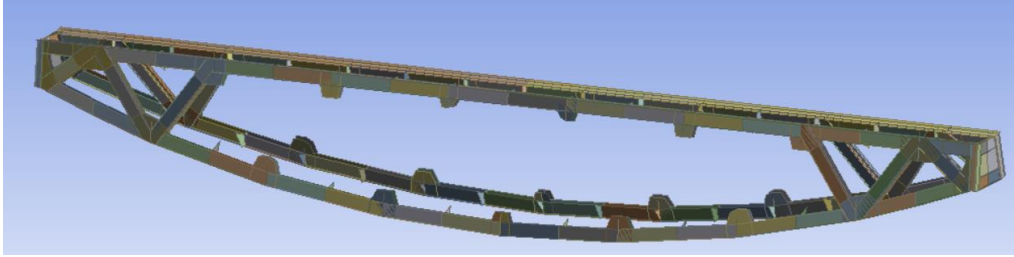


Figura 82. Elementos placa realizado con ANSYS

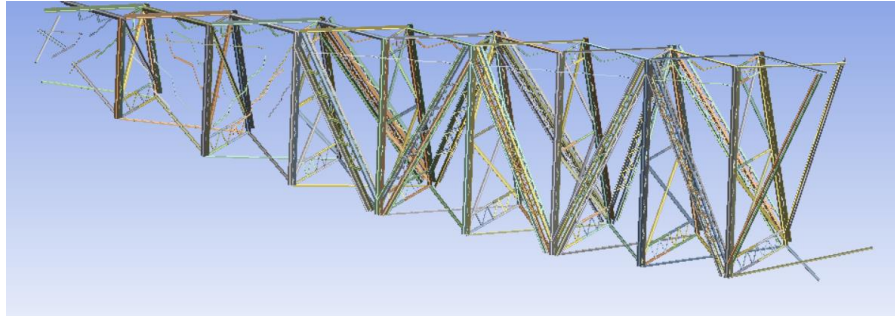


Figura 83. Elementos barra realizado con ANSYS

A continuación, se muestran los cálculos de las áreas de elementos barra, que se emplearán para el cálculo de las tensiones obtenidas

- Diagonales

$$T\ 120 \times 120 \times 15 \rightarrow A_{IV} = A_V = 240 \cdot 15 + (120 - 15) \cdot 15 = 5175\ mm^2$$

$$T\ 100 \times 100 \times 12 \rightarrow A_{VI} = 200 \cdot 12 + (100 - 12) \cdot 12 = 3456\ mm^2$$

$$T\ 90 \times 90 \times 13 \rightarrow A_{VII} = 180 \cdot 13 + (90 - 13) \cdot 13 = 3341\ mm^2$$

$$T\ 75 \times 75 \times 10 \rightarrow A_{VIII} = 150 \cdot 10 + (75 - 10) \cdot 10 = 2150\ mm^2$$

- Montantes

$$T\ 100 \times 100 \times 14 \rightarrow A_{montantes} = 200 \cdot 14 + (100 - 14) \cdot 14 = 4004\ mm^2$$

- Arriostrado superior

$$T\ 150 \times 150 \times 18 \rightarrow A_I = 300 \cdot 18 + (150 - 18) \cdot 18 = 7776\ mm^2$$

$$T\ 150 \times 150 \times 16 \rightarrow A_{II} = 300 \cdot 16 + (150 - 16) \cdot 16 = 6944\ mm^2$$

$$T\ 140 \times 140 \times 15 \rightarrow A_{III} = 280 \cdot 15 + (140 - 15) \cdot 15 = 6075\ mm^2$$

$$T\ 120 \times 120 \times 11 \rightarrow A_{IV} = 240 \cdot 11 + (120 - 11) \cdot 11 = 3839\ mm^2$$

$$T\ 90 \times 90 \times 11 \rightarrow A_V = 180 \cdot 11 + (180 - 11) \cdot 11 = 2849\ mm^2$$

$$L\ 90 \times 90 \times 13 \rightarrow A_{VI} = 90 \cdot 13 + (90 - 13) \cdot 13 = 2171\ mm^2$$

$$L\ 70 \times 70 \times 7 \rightarrow A_{VII} = A_{VIII} = 70 \cdot 7 + (70 - 7) \cdot 7 = 931\ mm^2$$

- Arriostrado inferior: todo el arriostrado tiene las mismas dimensiones

$$T\ 70 \times 70 \times 9 \rightarrow A = 140 \cdot 9 + (70 - 9) \cdot 9 = 1809\ mm^2$$

## 7.2. Análisis de sensibilidad

Se muestran a continuación imágenes de los tres tipos de mallados con sus resultados detallados.

- **Mallado grueso**

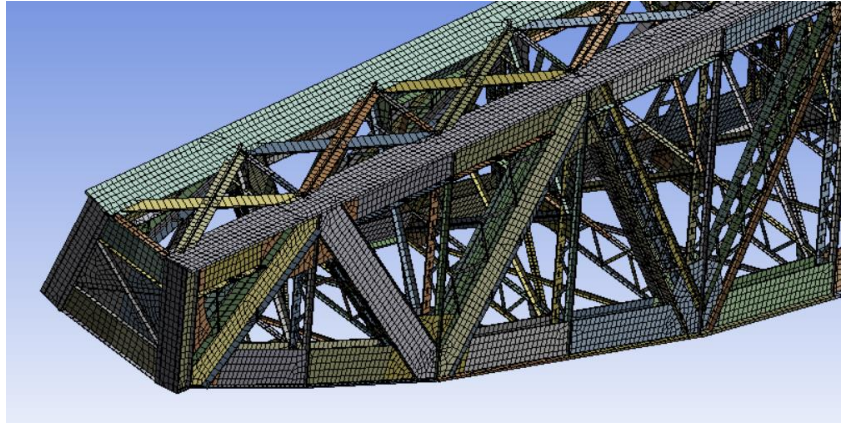


Figura 84. Mallado grueso realizado con ANSYS

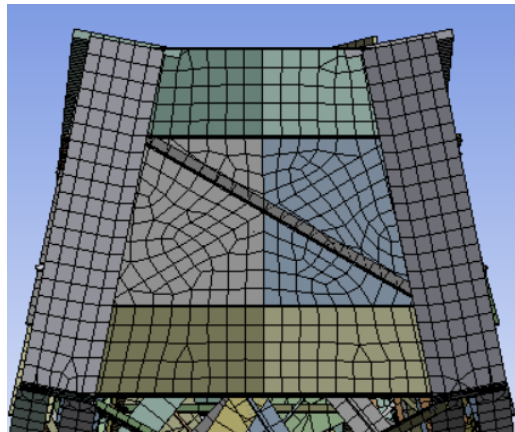


Figura 85. Mallado grueso realizado con ANSYS

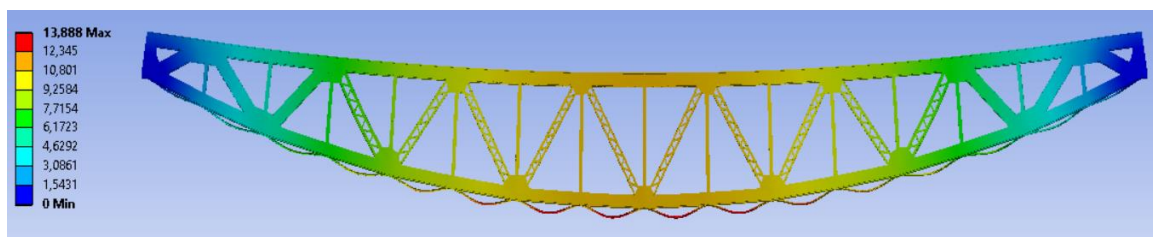


Figura 86. Deformación total mallado grueso

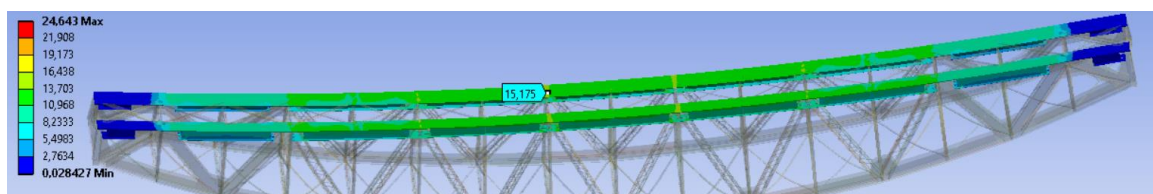


Figura 87. Tensión de Von Mises para cordón superior mallado grueso

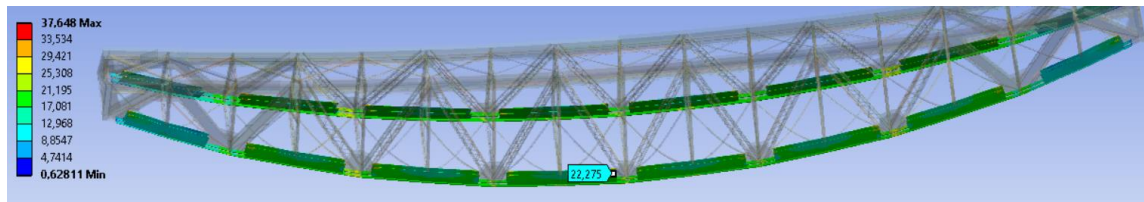


Figura 88. Tensión de Von Mises para cordón inferior mallado grueso

Las tensiones máximas obtenidas son 1,52 kg/mm<sup>2</sup> para el cordón superior y 2,23 kg/mm<sup>2</sup> para el cordón inferior, omitiendo picos de tensión puntuales.

- **Mallado medio**

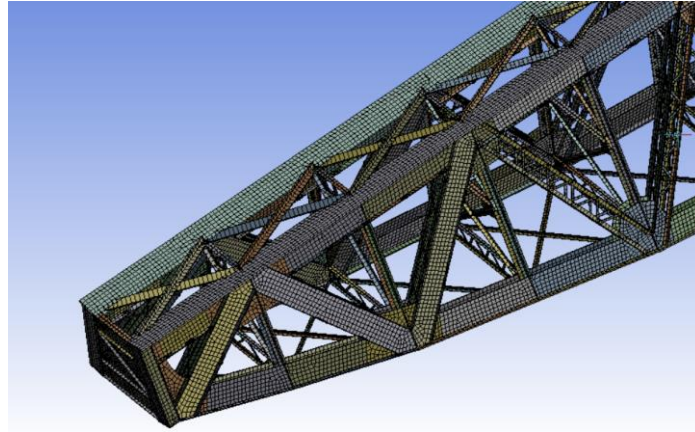


Figura 89. Mallado medio realizado con ANSYS

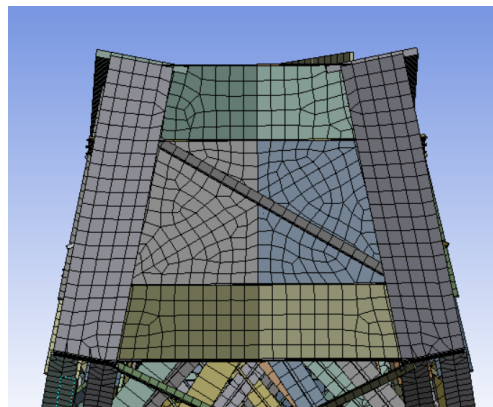


Figura 90. Mallado medio realizado con ANSYS

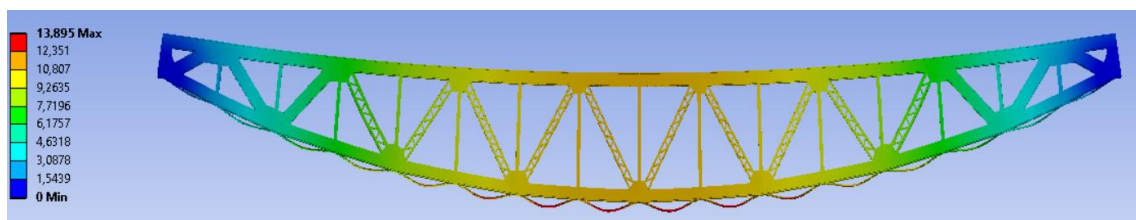


Figura 91. Deformación total mallado medio



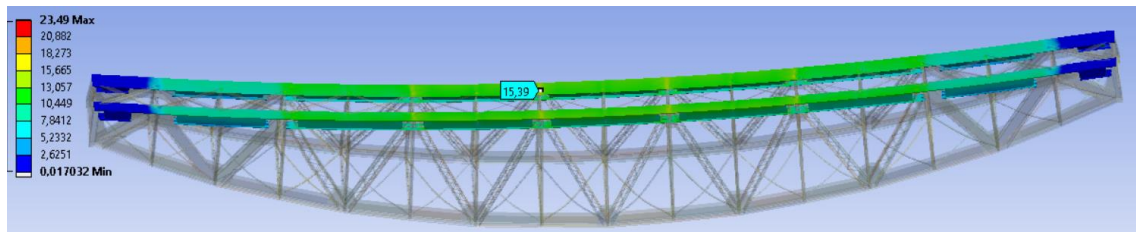


Figura 92. Tensión de Von Mises para cordón superior mallado medio

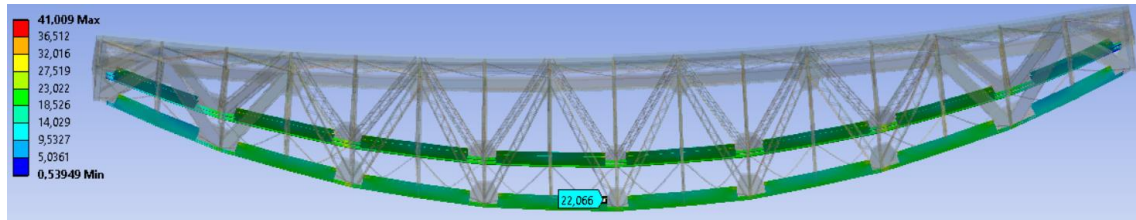


Figura 93. Tensión de Von Mises para cordón inferior mallado medio

Las tensiones máximas obtenidas son  $1,54 \text{ kg/mm}^2$  para el cordón superior y  $2,21 \text{ kg/mm}^2$  para el cordón inferior, omitiendo picos de tensión puntuales.

- **Mallado fino**

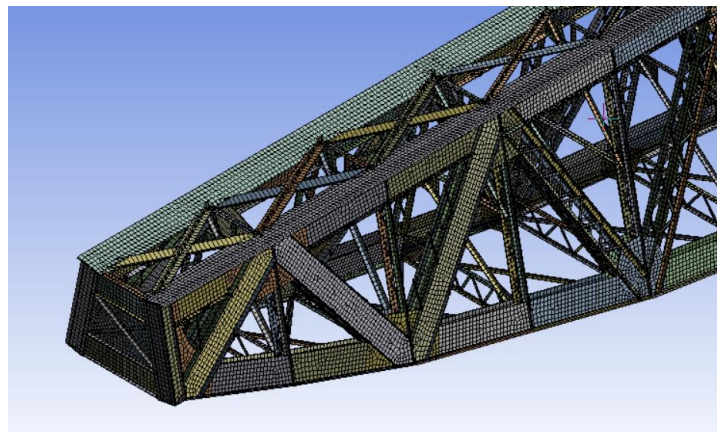


Figura 94. Mallado fino realizado con ANSYS

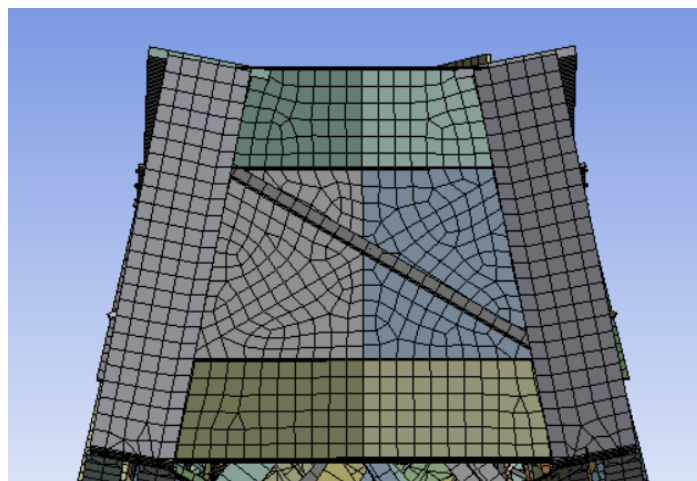


Figura 95. Mallado fino realizado con ANSYS



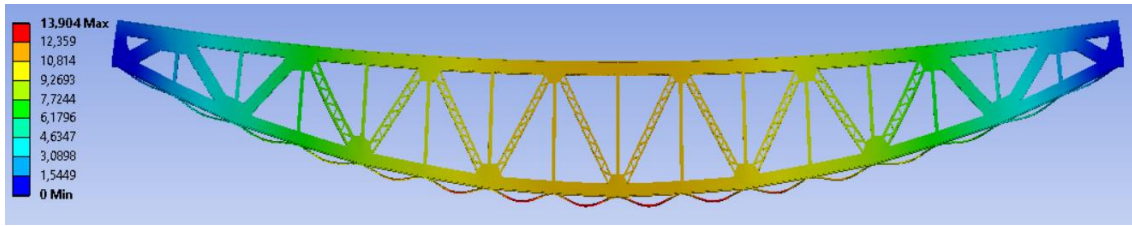


Figura 96. Deformación total mallado fino

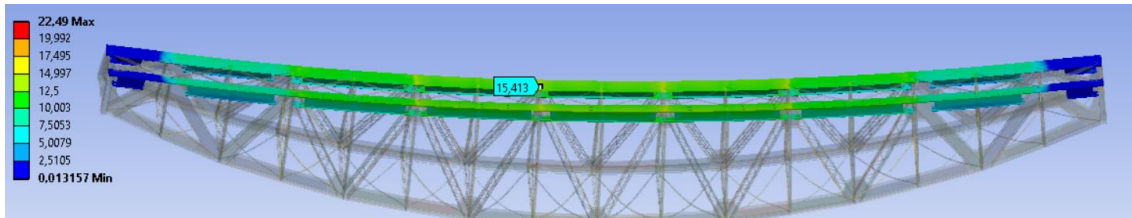


Figura 97. Tensión de Von Mises para cordón superior mallado fino

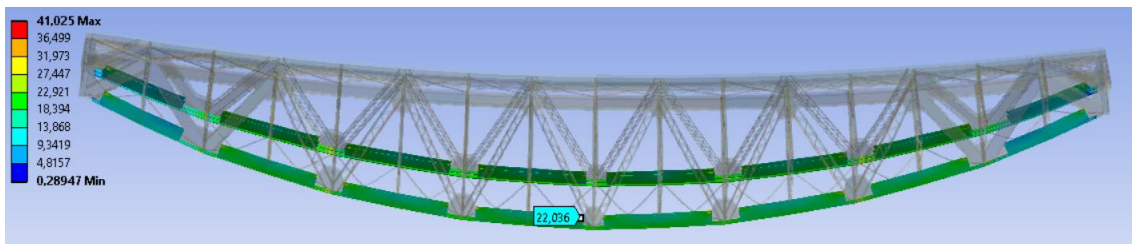


Figura 98. Tensión de Von Mises para cordón inferior mallado fino

Las tensiones máximas obtenidas son 1,54 kg/mm<sup>2</sup> para el cordón superior y 2,20 kg/mm<sup>2</sup> para el cordón inferior, omitiendo picos de tensión puntuales.

### Comparación

Durante el análisis del trabajo, se omitirán posibles picos de tensión irreales, por lo que una malla gruesa podría ser idónea para mitigar posibles errores puntuales. Sin embargo, esto disminuirá la precisión de los resultados registrados, por lo que, para la comparación, se realizará con la tensión máxima en la zona real y omitiendo las tensiones máximas puntuales. De esta forma, se considera que la malla más precisa es la fina, por lo que se compararán los resultados respecto a esta malla.

- **Malla gruesa**

$$Deformación (\%) = \frac{13,904 - 13,888}{13,904} \cdot 100 = 0,115\%$$

$$Tensión superior (\%) = \frac{15,413 - 15,175}{15,413} \cdot 100 = 1,544\%$$

$$Tensión inferior (\%) = \frac{22,036 - 22,275}{22,036} \cdot 100 = 1,085\%$$

- **Malla media**

$$Deformación (\%) = \frac{13,904 - 13,895}{13,904} \cdot 100 = 0,065\%$$

$$Tensión superior (\%) = \frac{15,413 - 15,39}{15,413} \cdot 100 = 0,149\%$$

$$Tensión inferior (\%) = \frac{22,036 - 22,066}{22,036} \cdot 100 = 0,136\%$$

### 7.3. Cargas y resultados obtenidos

#### 7.3.1. Cálculos detallados Hipótesis

##### 1ª hipótesis

- Cálculo de carga

Tabla 15. Obtenida a partir de la Instrucción de 1925 [4]

55 m	9360 kg/m
58,7 m	X kg/m
60 m	9180 kg/m

$$X = 9360 + \frac{(58,7 - 55) \cdot (9180 - 9360)}{60 - 55} = 9226,8 \frac{kg}{m}$$

$$Carga Total = 9226,8 \cdot 58,7 = 541613,16 kg$$

$$Area alas cordón superior = 9,392 \cdot 10^7 mm^2$$

$$Presión = \frac{541613,16 kg \cdot \frac{9,8 N}{1 kg}}{9,392 \cdot 10^7} = 0,05657102756 MPa$$

##### Diagonales

El procedimiento realizado será similar en todos los elementos barra calculados. Se dividirá el resultado dado (en Newton) entre el área del elemento a analizar y entre 9,81 para obtener las unidades requeridas (kg/mm<sup>2</sup>).

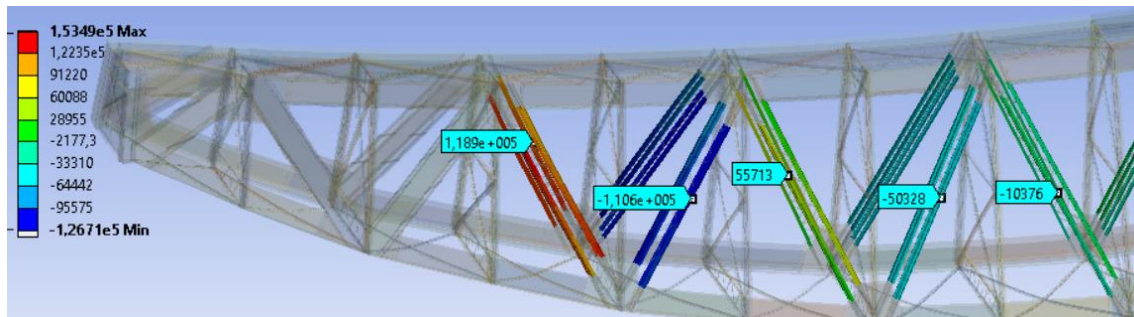


Figura 99. Tensiones de Von Mises en diagonales con elementos barra

$$Tensión (Diag. IV) = \frac{118900 N}{5175 mm^2} \div 9,81 = 2,34 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Diag. V) = \frac{-110600 N}{5175 mm^2} \div 9,81 = -2,18 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Diag. VI) = \frac{55713 N}{3456 mm^2} \div 9,81 = 1,64 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Diag. VII) = \frac{-50328 N}{3341 mm^2} \div 9,81 = -1,54 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Diag. VIII) = \frac{-10376 N}{2150 mm^2} \div 9,81 = -0,49 \frac{kg}{mm^2}$$

### Montantes

$$Tensión (Mont. máx.) = \frac{-83000 N}{4004 mm^2} \div 9,81 = -2,11 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Mont. mín.) = \frac{-11035 N}{4004 mm^2} \div 9,81 = -0,28 \frac{kg}{mm^2}$$

### Arriostramiento superior

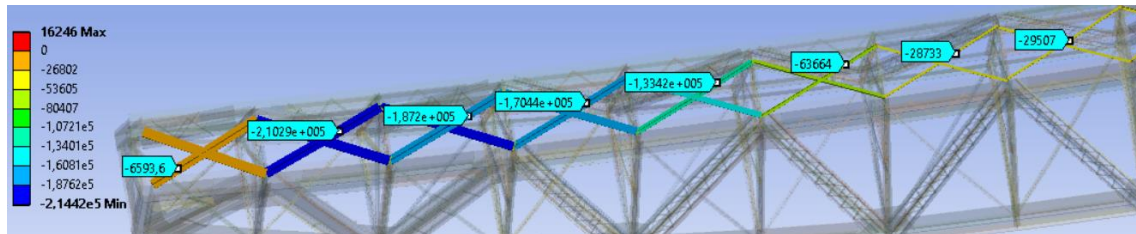


Figura 100. Tensiones de Von Mises en arriostramiento superior con elementos barra

$$Tensión (Arr. sup. I) = \frac{-6593,6 N}{7776 mm^2} \div 9,81 = -0,09 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. II) = \frac{-210290 N}{6944 mm^2} \div 9,81 = -3,09 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. III) = \frac{-187200 N}{6075 mm^2} \div 9,81 = -3,14 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. IV) = \frac{-170440 N}{3839 mm^2} \div 9,81 = -4,53 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. V) = \frac{-133420 N}{2849 mm^2} \div 9,81 = -4,77 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. VI) = \frac{-63664 N}{2171 mm^2} \div 9,81 = -2,99 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. VII) = \frac{-28733 N}{931 mm^2} \div 9,81 = -3,14 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. VIII) = \frac{-29507 N}{931 mm^2} \div 9,81 = -3,23 \frac{kg}{mm^2}$$

### Arriostramiento inferior

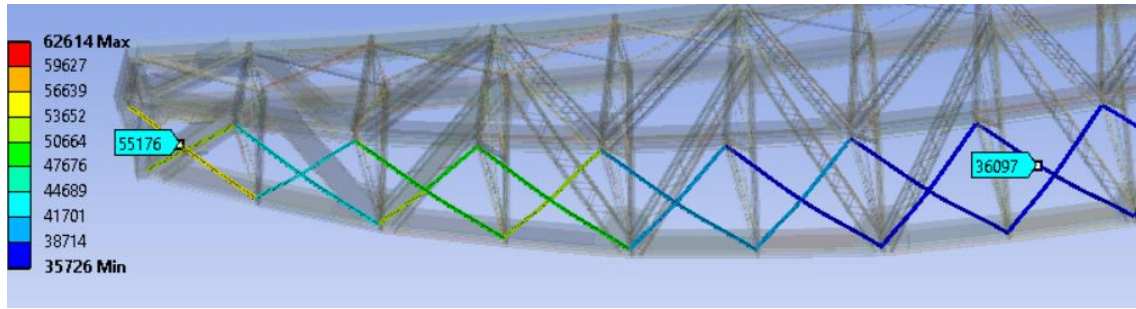


Figura 101. Tensiones de Von Mises en arriostramiento superior con elementos barra

$$Tensión (Arr. inf. I) = \frac{55176 \text{ N}}{1809 \text{ mm}^2} \div 9,81 = 3,11 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Arr. inf. VIII) = \frac{36097 \text{ N}}{1809 \text{ mm}^2} \div 9,81 = 2,03 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

### 2ª hipótesis

- Carga partes con elementos barra:

Para los montantes y diagonales que han sido mallados con elementos barra, se ha tenido que multiplicar por la anchura enfrentada al viento para poder implementar las cargas en N/mm.

#### Montantes

$$170 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \cdot 200 \text{ mm} \cdot \frac{1}{1000000} \frac{\text{m}^2}{\text{mm}^2} = 0,33354 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

#### Diagonales

Para la diagonal IV y V:

$$170 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \cdot 120 \text{ mm} \cdot \frac{1}{1000000} \frac{\text{m}^2}{\text{mm}^2} = 0,200124 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Para la diagonal VI:

$$170 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \cdot 100 \text{ mm} \cdot \frac{1}{1000000} \frac{\text{m}^2}{\text{mm}^2} = 0,16677 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Para la diagonal VII:

$$170 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \cdot 90 \text{ mm} \cdot \frac{1}{1000000} \frac{\text{m}^2}{\text{mm}^2} = 0,150093 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Para la diagonal VIII:

$$170 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \cdot 75 \text{ mm} \cdot \frac{1}{1000000} \frac{\text{m}^2}{\text{mm}^2} = 0,1250775 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Para las presillas:

$$170 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \cdot 60 \text{ mm} \cdot \frac{1}{1000000} \frac{\text{m}^2}{\text{mm}^2} = 0,100062 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$



- Ajuste a superficie disponible

Las superficies a tener en cuenta son:

- Superficie no disponible =  $2,3644 \cdot 10^7 \text{ mm}^2$
- Superficie disponible =  $8,6594 \cdot 10^7 \text{ mm}^2$

Se calcula la carga total a aplicar sobre los elementos placa con el producto de la presión de la normativa y el área:

$$\text{Carga total} = 170 \cdot 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2} \cdot (2,3644 \cdot 10^7 + 8,6594 \cdot 10^7) = 18740,46 \text{ kg}$$

Finalmente, se divide entre la superficie disponible y se obtiene la presión a ejercer:

$$\text{Presión (sup. disponible)} = \frac{18740,46 \text{ kg} \cdot 9,81 \frac{\text{N}}{\text{kg}}}{8,6594 \cdot 10^7} = 0,0021641753 \text{ MPa}$$

- Carga barandillas/andenes y tren

$$\text{Carga total tren} = 510 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 58,7 \text{ m} = 29937 \text{ kg}$$

A partir de la carga total, hallada a partir de la carga por metro lineal del segundo proyecto reformado, se divide entre la superficie disponible de cordón superior.

$$\text{Presión tren} = \frac{29937 \cdot 9,81}{3,0588 \cdot 10^7} = 0,0096012152 \text{ MPa}$$

De forma similar para las barandillas y andenes:

$$\text{Carga total barandillas y andenes} = 85 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 58,7 \text{ m} = 4989,5 \text{ kg}$$

$$\text{Presión barandillas y andenes} = \frac{4989,5 \cdot 9,81}{3,0588 \cdot 10^7} = 0,001600203 \text{ MPa}$$

- Tensiones registradas elementos barra

### Diagonales

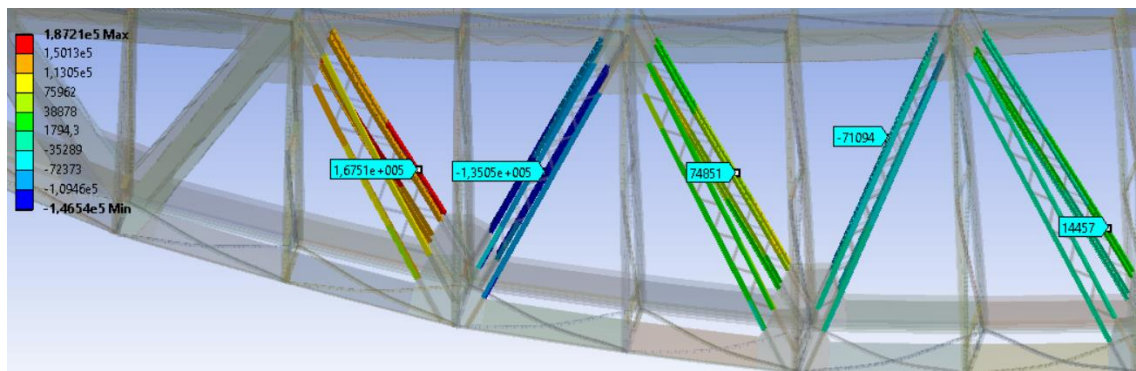


Figura 102. Tensiones de Von Mises en diagonales con elementos barra

$$\text{Tensión (Diag. IV)} = \frac{167510 \text{ N}}{5175 \text{ mm}^2} \div 9,81 = 3,30 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Diag. V) = \frac{-135050 N}{5175 mm^2} \div 9,81 = -2,66 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Diag. VI) = \frac{74851 N}{3456 mm^2} \div 9,81 = 2,21 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Diag. VII) = \frac{-71094 N}{3341 mm^2} \div 9,81 = -2,17 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Diag. VIII) = \frac{14457 N}{2150 mm^2} \div 9,81 = 0,685 \frac{kg}{mm^2}$$

### Montantes

$$Tensión (Mont. máx.) = \frac{-88213 N}{4004 mm^2} \div 9,81 = -2,25 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Mont. mín.) = \frac{-5391 N}{4004 mm^2} \div 9,81 = -0,137 \frac{kg}{mm^2}$$

### Arriostrado superior

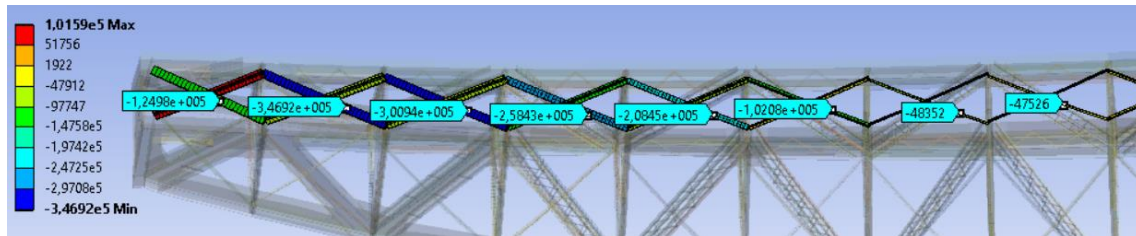


Figura 103. Tensiones de Von Mises en arriostramiento superior con elementos barra

$$Tensión (Arr. sup. I) = \frac{-124980 N}{7776 mm^2} \div 9,81 = -1,64 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. II) = \frac{-346920 N}{6944 mm^2} \div 9,81 = -5,09 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. III) = \frac{-300940 N}{6075 mm^2} \div 9,81 = -5,05 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. IV) = \frac{-258430 N}{3839 mm^2} \div 9,81 = -6,86 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. V) = \frac{-208450 N}{2849 mm^2} \div 9,81 = -7,46 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. VI) = \frac{-102080 N}{2171 mm^2} \div 9,81 = -4,79 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. VII) = \frac{-48352 N}{931 mm^2} \div 9,81 = -5,29 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. VIII) = \frac{-47526 N}{931 mm^2} \div 9,81 = -5,2 \frac{kg}{mm^2}$$

### Arriostrado inferior

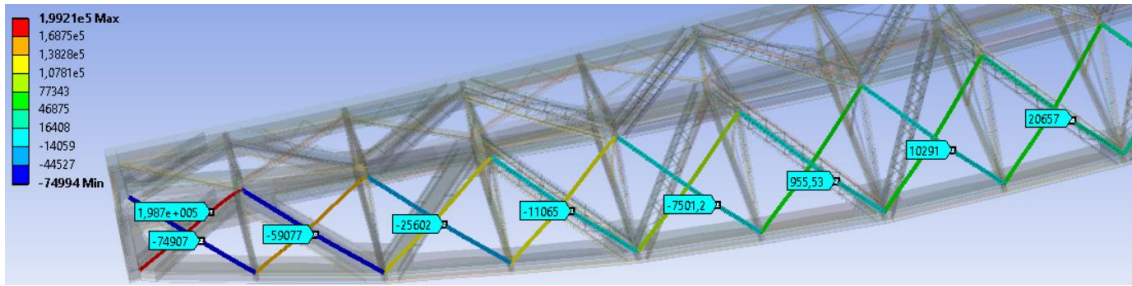


Figura 104. Tensiones de Von Mises en arriostramiento inferior con elementos barra

$$Tensión (Arr. inf. I) = \frac{-74907 \text{ N}}{1809 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -4,22 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Arr. inf. II) = \frac{-59077 \text{ N}}{1809 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -3,33 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Arr. inf. III) = \frac{-25602 \text{ N}}{1809 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -1,44 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Arr. inf. IV) = \frac{-11065 \text{ N}}{1809 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -0,62 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Arr. inf. V) = \frac{-7501 \text{ N}}{1809 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -0,42 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (máx.) = \frac{198700 \text{ N}}{1809 \text{ mm}^2} \div 9,81 = 11,2 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

### 3ª hipótesis

- Carga partes con elementos barra:

#### Montantes

$$270 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \cdot 200 \text{ mm} \cdot \frac{1}{1000000} \frac{\text{m}^2}{\text{mm}^2} = 0,52974 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

#### Diagonales

Para diagonales IV y V:

$$270 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \cdot 120 \text{ mm} \cdot \frac{1}{1000000} \frac{\text{m}^2}{\text{mm}^2} = 0,317844 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Para diagonal VI:

$$270 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \cdot 100 \text{ mm} \cdot \frac{1}{1000000} \frac{\text{m}^2}{\text{mm}^2} = 0,26487 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Para diagonal VII:

$$270 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \cdot 90 \text{ mm} \cdot \frac{1}{1000000} \frac{\text{m}^2}{\text{mm}^2} = 0,238383 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Para diagonal VIII:

$$270 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 9,81 \cdot 75 \text{ mm} \cdot \frac{1}{1000000} \frac{\text{m}^2}{\text{mm}^2} = 0,198653 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Para las presillas:

$$270 \frac{kg}{m^2} \cdot 9,81 \cdot 60 mm \cdot \frac{1}{1000000} \frac{m^2}{mm^2} = 0,15892 \frac{N}{mm}$$

- Ajuste a superficie disponible

Las superficies a tener en cuenta son:

- Superficie no disponible =  $2,3644 \cdot 10^7 mm^2$
- Superficie disponible =  $8,6594 \cdot 10^7 mm^2$

Se calcula la carga total a aplicar sobre los elementos placa con el producto de la presión de la normativa y el área:

$$Carga\ total = 270 \cdot 10^{-6} \frac{kg}{mm^2} \cdot (2,3644 \cdot 10^7 + 8,6594 \cdot 10^7) = 29764,26 kg$$

Finalmente, se divide entre la superficie disponible y se obtiene la presión a ejercer:

$$Presión\ (sup.\ disponible) = \frac{29764,26 kg \cdot 9,81 \frac{N}{kg}}{8,6594 \cdot 10^7} = 0,0033719125 MPa$$

- Carga barandillas y andenes

$$Carga\ total\ barandillas\ y\ andenes = 135 \frac{kg}{m} \cdot 58,7 m = 7924,5 kg$$

A partir de la carga total, hallada a partir de la carga por metro lineal del segundo proyecto reformado, se divide entre la superficie disponible de cordón superior.

$$Presión\ barandillas\ y\ andenes = \frac{7924,5 \cdot 9,81}{3,0588 \cdot 10^7} = 0,0025415 MPa$$

- Tensiones de Von Mises obtenidas en elementos barra

### Diagonales

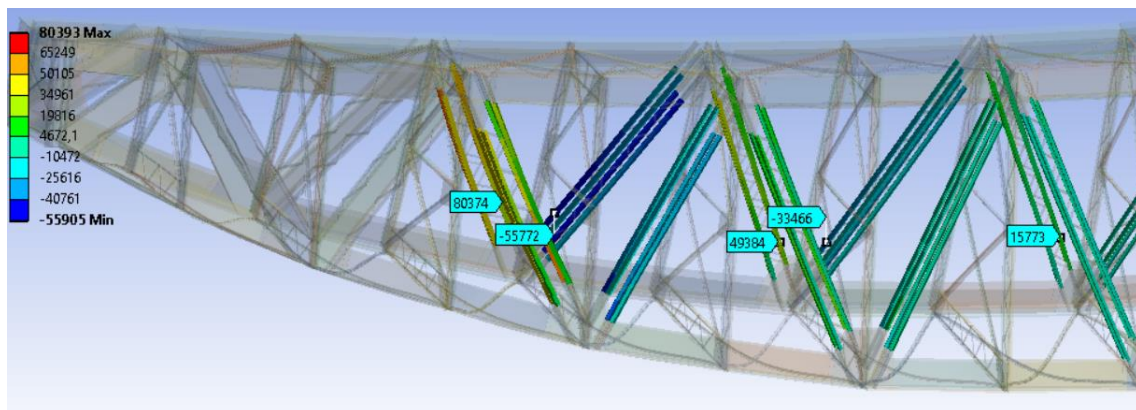


Figura 105. Tensiones de Von Mises en diagonales con elementos barra

$$Tensión\ (Diag.\ IV) = \frac{80374 N}{5175 mm^2} \div 9,81 = 1,58 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión\ (Diag.\ V) = \frac{-55772 N}{5175 mm^2} \div 9,81 = -1,10 \frac{kg}{mm^2}$$



$$Tensión (Diag. VI) = \frac{49384 N}{3456 mm^2} \div 9,81 = 1,46 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Diag. VII) = \frac{-33466 N}{3341 mm^2} \div 9,81 = -1,02 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Diag. VIII) = \frac{15773 N}{2150 mm^2} \div 9,81 = 0,75 \frac{kg}{mm^2}$$

### Montantes

$$Tensión (Mont. máx.) = \frac{-24794 N}{4004 mm^2} \div 9,81 = -0,63 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Mont. mín.) = \frac{10217 N}{4004 mm^2} \div 9,81 = 0,26 \frac{kg}{mm^2}$$

### Arriostrado superior

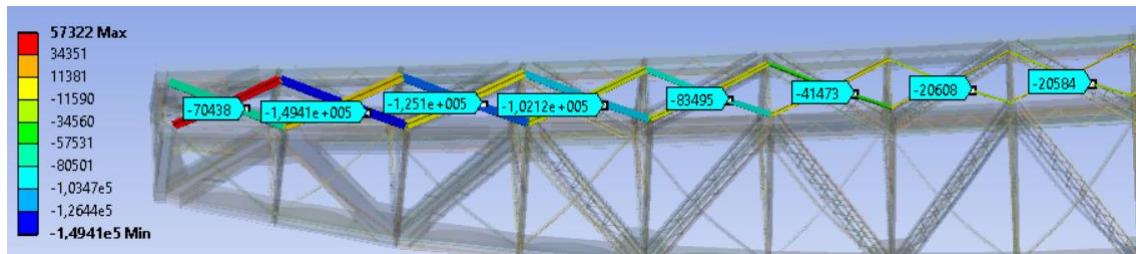


Figura 106. Tensiones de Von Mises en arriostramiento superior con elementos barra

$$Tensión (Arr. sup. I) = \frac{-70438 N}{7776 mm^2} \div 9,81 = -0,92 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. II) = \frac{-149410 N}{6944 mm^2} \div 9,81 = -2,20 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. III) = \frac{-125100 N}{6075 mm^2} \div 9,81 = -2,10 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. IV) = \frac{-102120 N}{3839 mm^2} \div 9,81 = -2,71 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. V) = \frac{-83495 N}{2849 mm^2} \div 9,81 = -2,99 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. VI) = \frac{-41473 N}{2171 mm^2} \div 9,81 = -1,95 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. VII) = \frac{-20608 N}{931 mm^2} \div 9,81 = -2,26 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. VIII) = \frac{-20584 N}{931 mm^2} \div 9,81 = -2,26 \frac{kg}{mm^2}$$

### Arriostrado inferior

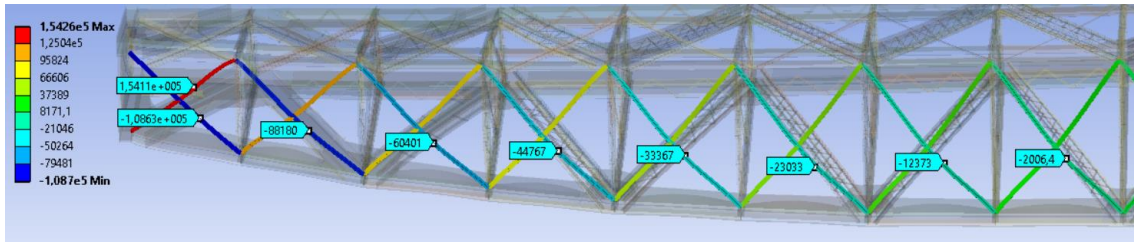


Figura 107. Tensiones de Von Mises en arriostramiento inferior con elementos barra

$$Tensión (Arr. inf. I) = \frac{-108630 \text{ N}}{1809 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -6,12 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Arr. inf. II) = \frac{-88180 \text{ N}}{1809 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -4,97 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Arr. inf. III) = \frac{-60401 \text{ N}}{1809 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -3,40 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Arr. inf. IV) = \frac{-44767 \text{ N}}{1809 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -2,52 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Arr. inf. V) = \frac{-33367 \text{ N}}{1809 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -1,88 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Arr. inf. VI) = \frac{-23033 \text{ N}}{2171 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -1,30 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Arr. inf. VII) = \frac{-12373 \text{ N}}{931 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -0,697 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Arr. inf. VIII) = \frac{-2006 \text{ N}}{931 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -0,113 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (máx.) = \frac{154110 \text{ N}}{1809 \text{ mm}^2} \div 9,81 = 8,68 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

### 4ª hipótesis

- Cálculo de coeficiente de impacto

La carga en la cuarta hipótesis es la suma de la carga de la primera hipótesis más un porcentaje de esta.

$$I (\%) = 140 - 0,56 \cdot \sqrt{500 \cdot 58,7 - 58,7^2} = 49,87\%$$

$$Impacto = 0,4987 \cdot 0,05657102756 = 0,028212 \text{ MPa}$$

- Tensiones obtenidas en elementos barra

### Diagonales

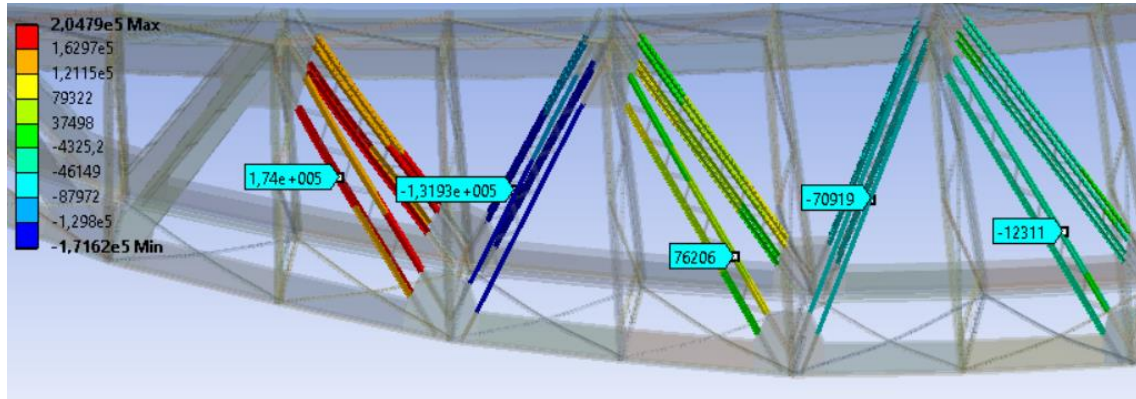


Figura 108. Tensiones de Von Mises en diagonales con elementos barra

$$Tensión (Diag. IV) = \frac{174000 \text{ N}}{5175 \text{ mm}^2} \div 9,81 = 3,43 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Diag. V) = \frac{-131930 \text{ N}}{5175 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -2,60 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Diag. VI) = \frac{76206 \text{ N}}{3456 \text{ mm}^2} \div 9,81 = 2,25 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Diag. VII) = \frac{-70919 \text{ N}}{3341 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -2,16 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Diag. VIII) = \frac{-12311 \text{ N}}{2150 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -0,58 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

### Montantes

$$Tensión (Mont \text{ máx.}) = \frac{-114650 \text{ N}}{4004 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -2,92 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Mont \text{ mín.}) = \frac{-16667 \text{ N}}{4004 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -0,42 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

### Arriostramiento superior

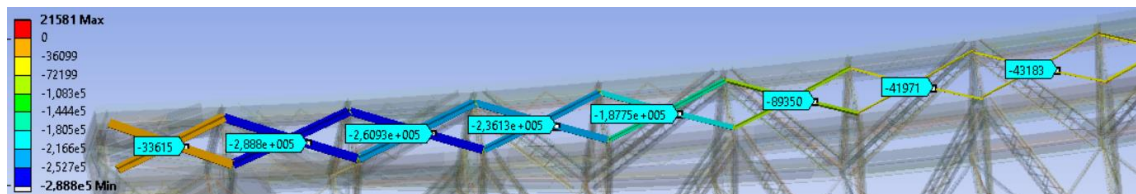


Figura 109. Tensiones de Von Mises en arriostramiento superior con elementos barra

$$Tensión (Arr. \text{ sup. I}) = \frac{-33615 \text{ N}}{7776 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -0,44 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Arr. \text{ sup. II}) = \frac{-288800 \text{ N}}{6944 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -4,24 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Arr. \text{ sup. III}) = \frac{-260930 \text{ N}}{6075 \text{ mm}^2} \div 9,81 = -4,38 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. IV) = \frac{-236130 N}{3839 mm^2} \div 9,81 = -6,27 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. V) = \frac{-187750 N}{2849 mm^2} \div 9,81 = -6,72 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. VI) = \frac{-89350 N}{2171 mm^2} \div 9,81 = -4,20 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. VII) = \frac{-41971 N}{931 mm^2} \div 9,81 = -4,60 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. sup. VIII) = \frac{-43183 N}{931 mm^2} \div 9,81 = -4,73 \frac{kg}{mm^2}$$

### Arriostramiento inferior

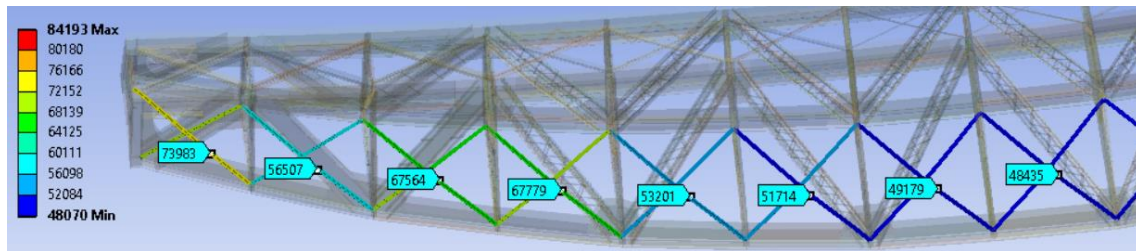


Figura 110. Tensiones de Von Mises en arriostramiento inferior con elementos barra

$$Tensión (Arr. inf. I) = \frac{73983 N}{1809 mm^2} \div 9,81 = 4,17 \frac{kg}{mm^2}$$

$$Tensión (Arr. inf. VIII) = \frac{48435 N}{1809 mm^2} \div 9,81 = 2,73 \frac{kg}{mm^2}$$



### 7.3.2. Cálculos detallados Modos de Vibración

A continuación, se muestran los 30 modos de vibración realizados, con las frecuencias, las zonas deformadas y las deformaciones máximas registradas.

Tabla 16. Modos de Vibración

Nº modo	Frecuencia (Hz)	Zona deformada	Deformación (mm)
1	2,2948	Torsión y flexión lateral cordón inferior	0,129
2	5,2199	Torsión y flexión lateral cordón inferior y superior Flexión vertical	0,117
3	5,2552	Torsión y flexión lateral cordón inferior y superior	0,123
4	6,0004	Torsión y flexión lateral cordón inferior con 2 ondas	0,128
5	9,497	Torsión y flexión lateral con 2 ondas cordón inferior y superior	0,166
6	9,901	Torsión y flexión lateral con 2 ondas cordón inferior y superior	0,172
7	10,585	Local en arriostrado inferior	2,422
8	10,601	Local en arriostrado inferior	2,355
9	10,74	Local en arriostrado inferior	2,242
10	10,791	Local en arriostrado inferior	2,412
11	11,086	Local en arriostrado inferior	2,055
12	11,202	Local en arriostrado inferior	2,416
13	11,487	Local en arriostrado inferior	1,264
14	11,803	Local en arriostrado inferior	2,488
15	11,927	Local en arriostrado inferior	2,075
16	12,46	Local en el arriostrado transversal	1,652
17	12,633	Local en arriostrado inferior	2,608
18	12,704	Local en arriostrado inferior	2,125
19	13,009	Local en el arriostrado transversal y Local en el arriostrado transversal	1,186
20	13,101	Torsión y flexión lateral con 4 ondas cordón inferior y flexión lateral con 4 ondas cordón superior	0,176
21	13,28	Local en el arriostrado transversal	1,678
22	13,727	Local en el arriostrado transversal y Local en el arriostrado transversal	2,161
23	13,8	Local en arriostrado inferior	3,392
24	13,877	Local en arriostrado inferior	2,681
25	14,387	Local en el arriostrado transversal	1,906
26	14,657	Local en el arriostrado transversal	1,588
27	14,949	Local en arriostrado inferior	2,725
28	14,989	Local en arriostrado inferior	2,689
29	15,016	Local en arriostrado inferior	2,105
30	15,289	Local en el arriostrado transversal	1,929

### 7.3.3. Cálculos detallados Tren de Cargas

#### 7.3.3.1. Cálculo de las cargas

- **Normativa:** Locomotora + Ténder + Locomotora + Ténder + Vagón + Vagón + Vagón

##### Locomotora

$$N^{\circ} \text{ de tramos} = \frac{10 \text{ m}}{3,66875 \text{ m}} = 2,73 \approx 3 \text{ tramos}$$

$$\text{Presión} = \frac{10000 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 3,66875 \text{ m} \cdot 9,81 \frac{\text{N}}{\text{kg}}}{5870000 \text{ mm}^2} = 0,0613125 \text{ MPa}$$

##### Ténder

$$N^{\circ} \text{ de tramos} = \frac{8 \text{ m}}{3,66875 \text{ m}} = 2,18 \approx 2 \text{ tramos}$$

$$\text{Presión} = \frac{9000 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 3,66875 \text{ m} \cdot 9,81 \frac{\text{N}}{\text{kg}}}{5870000 \text{ mm}^2} = 0,05518125 \text{ MPa}$$

##### Vagón

$$N^{\circ} \text{ de tramos} = \frac{10 \text{ m}}{3,66875 \text{ m}} = 2,73 \approx 3 \text{ tramos}$$

$$\text{Presión} = \frac{6400 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 3,66875 \text{ m} \cdot 9,81 \frac{\text{N}}{\text{kg}}}{5870000 \text{ mm}^2} = 0,03924 \text{ MPa}$$

- **Prueba 1949:** Locomotora + Ténder + Locomotora + Ténder

##### Locomotora

$$N^{\circ} \text{ de tramos} = \frac{16,35 \text{ m}}{3,66875 \text{ m}} = 4,45 \approx 4 \text{ tramos}$$

$$\text{Presión} = \frac{6920 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 3,66875 \text{ m} \cdot 9,81 \frac{\text{N}}{\text{kg}}}{5870000 \text{ mm}^2} = 0,0424125 \text{ MPa}$$

##### Ténder

$$N^{\circ} \text{ de tramos} = \frac{9,15 \text{ m}}{3,66875 \text{ m}} = 2,49 \approx 2 \text{ tramos}$$

$$\text{Presión} = \frac{5510 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 3,66875 \text{ m} \cdot 9,81 \frac{\text{N}}{\text{kg}}}{5870000 \text{ mm}^2} = 0,03377213 \text{ MPa}$$

- **Tren dels Llacs:** Locomotora + Locomotora + Vagón + Vagón + Vagón

Locomotora

$$N^{\circ} \text{ de tramos} = \frac{12,935 \text{ m}}{3,66875 \text{ m}} = 3,52 \approx 4 \text{ tramos}$$

$$\text{Presión} = \frac{4950 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 3,66875 \text{ m} \cdot 9,81 \frac{\text{N}}{\text{kg}}}{5870000 \text{ mm}^2} = 0,03035 \text{ MPa}$$

Vagón

$$N^{\circ} \text{ de tramos} = \frac{21,35 \text{ m}}{3,66875 \text{ m}} = 5,82 \approx 6 \text{ tramos}$$

$$\text{Presión} = \frac{1874 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 3,66875 \text{ m} \cdot 9,81 \frac{\text{N}}{\text{kg}}}{5870000 \text{ mm}^2} = 0,01146544 \text{ MPa}$$

7.3.3.2. Orden de las cargas y ejemplo de cargas

El orden de las cargas para las tres simulaciones planteadas son las siguientes:

Tabla 17. Tren tipo Instrucción 1925

Orden	Tensión (MPa)	Parte correspondiente
1º	0,0613125	Locomotora
2º	0,0613125	Locomotora
3º	0,0613125	Locomotora
4º	0,5518125	Ténder
5º	0,5518125	Ténder
6º	0,0613125	Locomotora
7º	0,0613125	Locomotora
8º	0,0613125	Locomotora
9º	0,5518125	Ténder
10º	0,5518125	Ténder
11º	0,03924	Vagón
12º	0,03924	Vagón
13º	0,03924	Vagón
14º	0,03924	Vagón
15º	0,03924	Vagón
16º	0,03924	Vagón
17º	0,03924	Vagón
18º	0,03924	Vagón
19º	0,03924	Vagón

Tabla 18. Tren de prueba de 1949

Orden	Tensión (MPa)	Parte correspondiente
1º	0,0424125	Locomotora
2º	0,0424125	Locomotora
3º	0,0424125	Locomotora
4º	0,0424125	Locomotora
5º	0,03377213	Ténder
6º	0,03377213	Ténder
7º	0,0424125	Locomotora
8º	0,0424125	Locomotora
9º	0,0424125	Locomotora
10º	0,0424125	Locomotora
11º	0,03377213	Ténder
12º	0,03377213	Ténder

Tabla 19. Tren dels Llacs

Orden	Tensión (MPa)	Parte correspondiente
1º	0,03035	Locomotora
2º	0,03035	Locomotora
3º	0,03035	Locomotora
4º	0,03035	Locomotora
5º	0,03035	Locomotora
6º	0,03035	Locomotora
7º	0,03035	Locomotora
8º	0,03035	Locomotora
9º	0,01146544	Vagón
10º	0,01146544	Vagón
11º	0,01146544	Vagón
12º	0,01146544	Vagón
13º	0,01146544	Vagón
14º	0,01146544	Vagón
15º	0,01146544	Vagón
16º	0,01146544	Vagón
17º	0,01146544	Vagón
18º	0,01146544	Vagón
19º	0,01146544	Vagón
20º	0,01146544	Vagón
21º	0,01146544	Vagón
22º	0,01146544	Vagón
23º	0,01146544	Vagón
24º	0,01146544	Vagón
25º	0,01146544	Vagón
26º	0,01146544	Vagón

Como ejemplo de la forma de implementar las cargas, se muestran las cargas con los pasos para a la sección 1 del tren tipo de la normativa. El tramo 2 se realizará de forma similar pero

desfasado un “step”. Se realizará de dicha forma para los 16 tramos y realizando un procedimiento idéntico para los tres tipos de carga.

Tabla 20. Pasos para tren tipo de la normativa, tramo 1

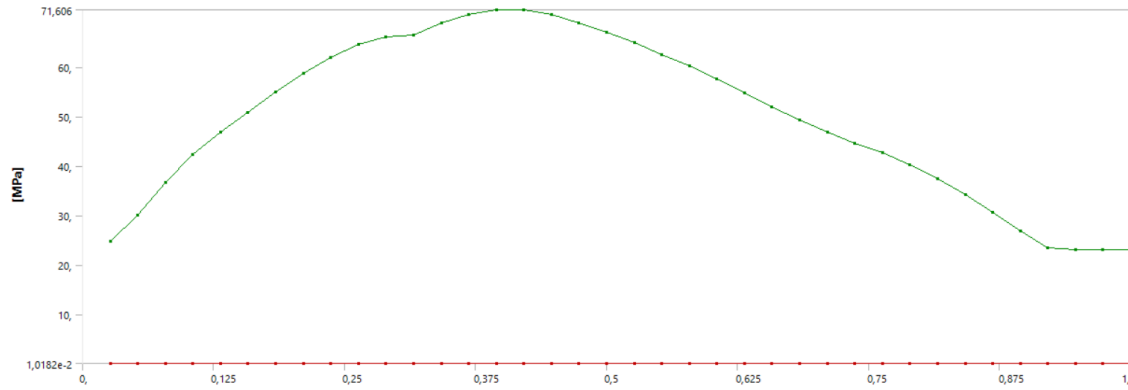
Step	Transversal (MPa)	Vertical (MPa)	Longitudinal (MPa)
0	0	0	0
$2,70 \cdot 10^{-2}$	0	$-6,13 \cdot 10^{-2}$	0
$5,40 \cdot 10^{-2}$	0	$-6,13 \cdot 10^{-2}$	0
$8,10 \cdot 10^{-2}$	0	$-6,13 \cdot 10^{-2}$	0
0,10803	0	$-5,52 \cdot 10^{-2}$	0
0,13503	0	$-5,52 \cdot 10^{-2}$	0
0,16203	0	$-6,13 \cdot 10^{-2}$	0
0,18903	0	$-6,13 \cdot 10^{-2}$	0
0,21603	0	$-6,13 \cdot 10^{-2}$	0
0,24303	0	$-5,52 \cdot 10^{-2}$	0
0,27003	0	$-5,52 \cdot 10^{-2}$	0
0,29702	0	$-3,92 \cdot 10^{-2}$	0
0,32403	0	$-3,92 \cdot 10^{-2}$	0
0,35103	0	$-3,92 \cdot 10^{-2}$	0
0,37803	0	$-3,92 \cdot 10^{-2}$	0
0,40503	0	$-3,92 \cdot 10^{-2}$	0
0,43203	0	$-3,92 \cdot 10^{-2}$	0
0,45903	0	$-3,92 \cdot 10^{-2}$	0
0,48603	0	$-3,92 \cdot 10^{-2}$	0
0,51303	0	$-3,92 \cdot 10^{-2}$	0
0,5403	0	0	0
0,56702	0	0	0
0,59403	0	0	0
0,62103	0	0	0
0,64803	0	0	0
0,67503	0	0	0
0,70203	0	0	0
0,72027	0	0	0
0,75603	0	0	0
0,78303	0	0	0
0,81003	0	0	0
0,83702	0	0	0
0,86402	0	0	0
0,89102	0	0	0
0,91802	0	0	0
0,94502	0	0	0
0,97202	0	0	0
1	0	0	0



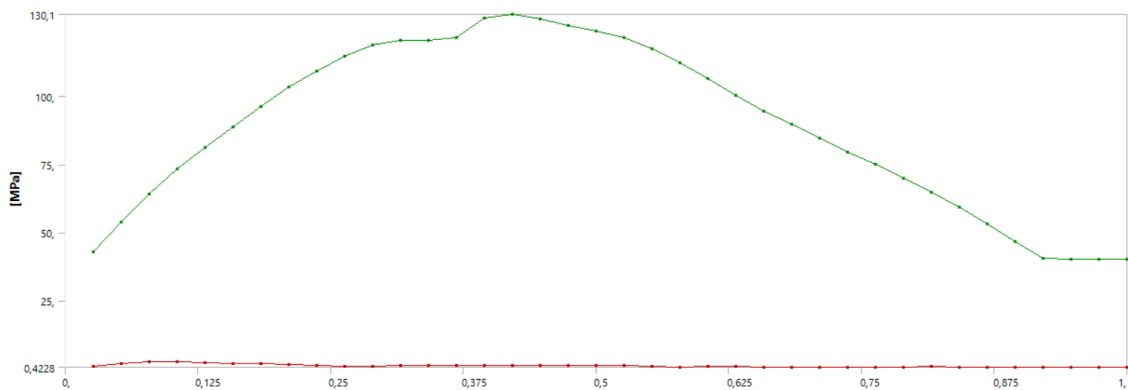
### 7.3.3.3. Resultados detallados de los trenes de carga

#### Tren tipo Instrucción 1925

- Evolución de las tensiones: los diagramas adjuntos proporcionan la visión de la evolución temporal de las tensiones, aunque hay que resaltar que el valor del Eje Y es superior al real por tensiones puntuales irreales.



Gráfica 4. Evolución tensión máxima de Von Mises cordón superior



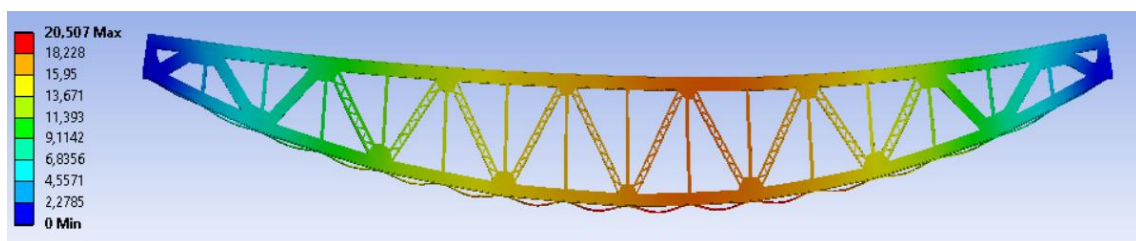
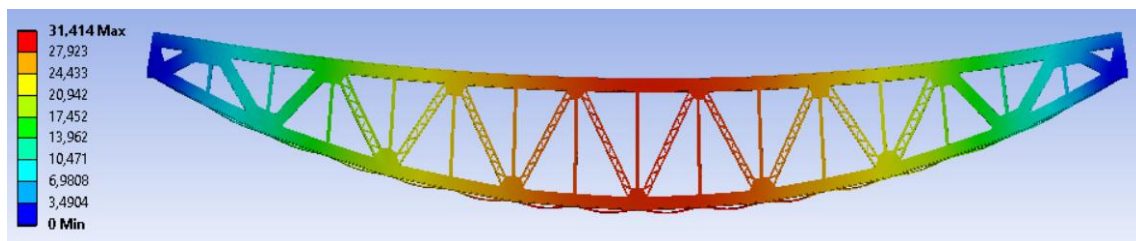
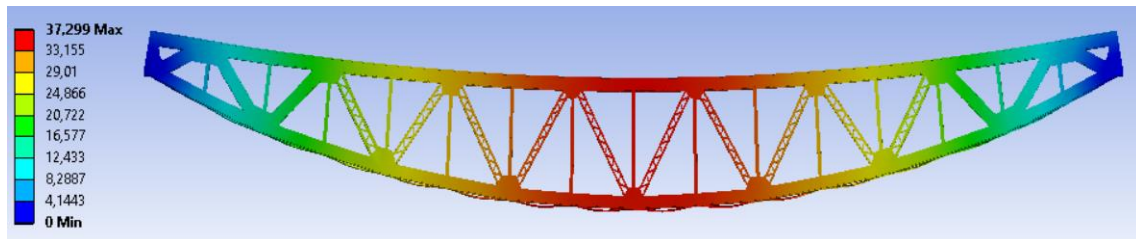
Gráfica 5. Evolución tensión máxima de Von Mises cordón inferior

- Posición del tren desfavorable: se muestra un esquema para conocer la posición del tren cuando se registran las mayores deformaciones y tensiones. La letra “V” hace referencia a Vagón, la letra “T” a Ténider y la letra “L” a Locomotora. Cuando hay dos elementos en uno de los tramos en el momento crítico (0,42105) se han colocado ambas letras. El “0” significa que la zona no está cargada.

Tabla 21. Posición tren más desfavorable por divisiones del tramo metálico

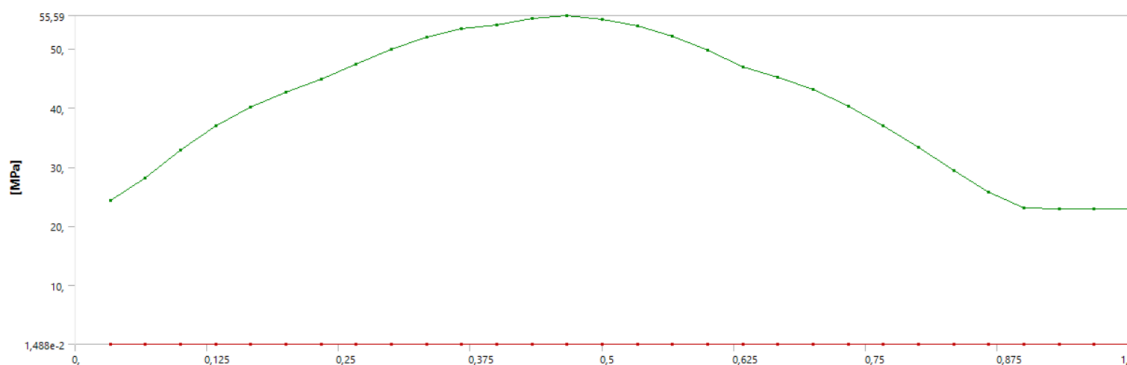
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
V	V	V	V	V/T	T	T/L	L	L	L/T	T	T/L	L	L	L/0	0

La evolución de la deformación total al paso del tren es la mostrada en las *Figura 111, 112, 113 y 114*.

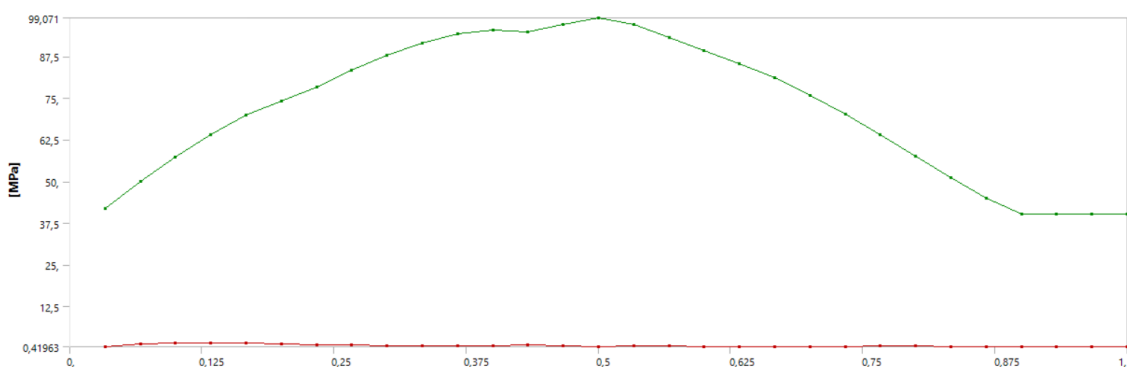


### Tren de prueba de 1949

- Evolución de las tensiones: los diagramas adjuntos proporcionan la visión de la evolución temporal de las tensiones, aunque hay que resaltar que el valor del Eje Y es superior al real por tensiones puntuales irreales.



Gráfica 6. Evolución tensión máxima de Von Mises cordón superior



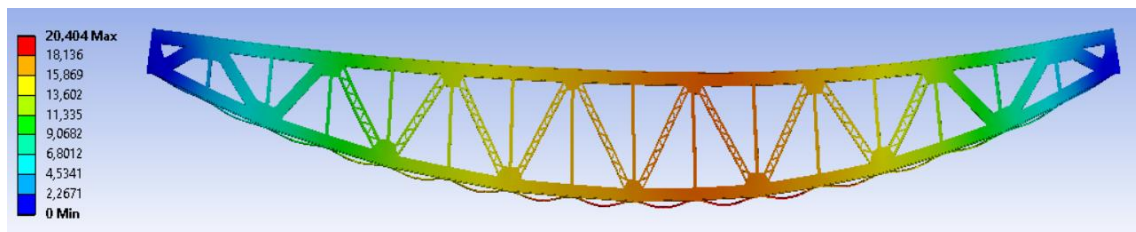
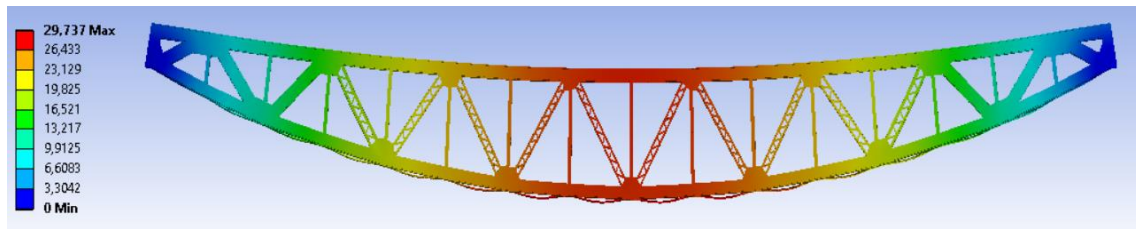
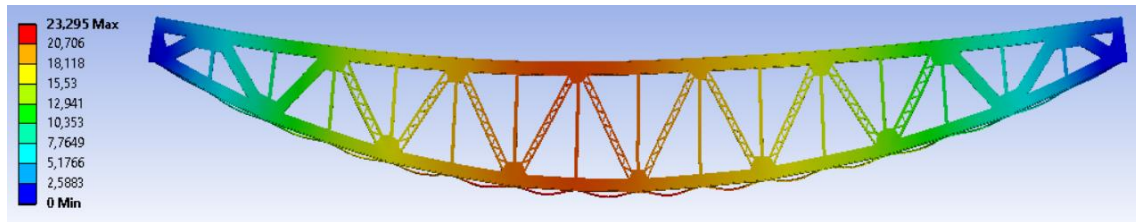
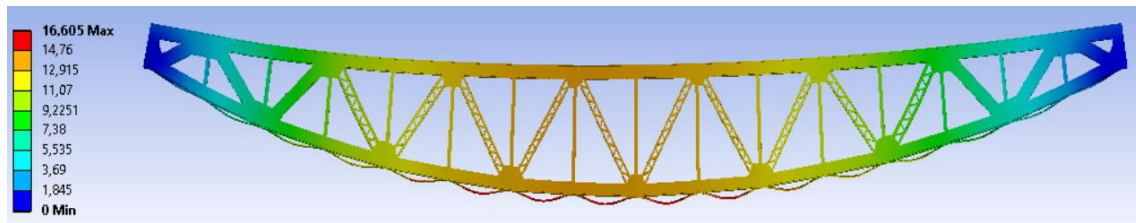
Gráfica 7. Evolución tensión máxima de Von Mises cordón inferior

- Posición del tren desfavorable: se muestra un esquema para conocer la posición del tren cuando se registran las mayores deformaciones y tensiones.

Tabla 22. Posición tren más desfavorable por divisiones del tramo metálico

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
0	0	0/T	T	T/L	L	L	L	L/T	T	T/L	L	L	L	L/0	0

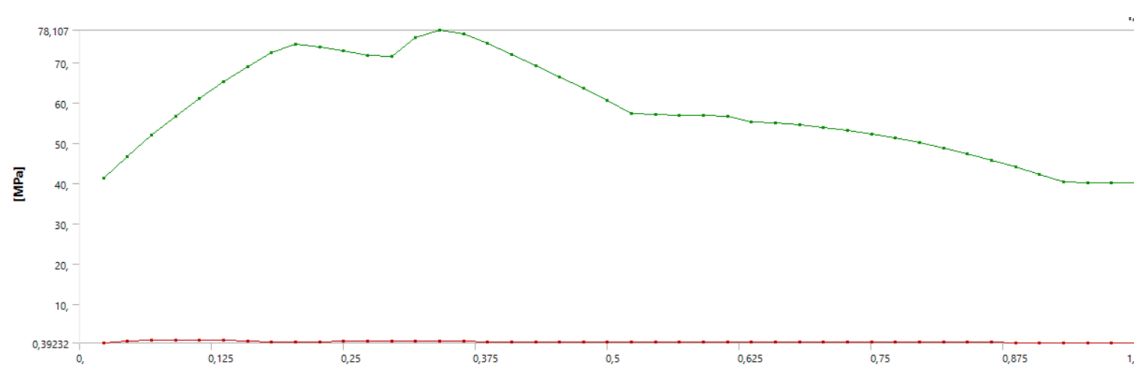
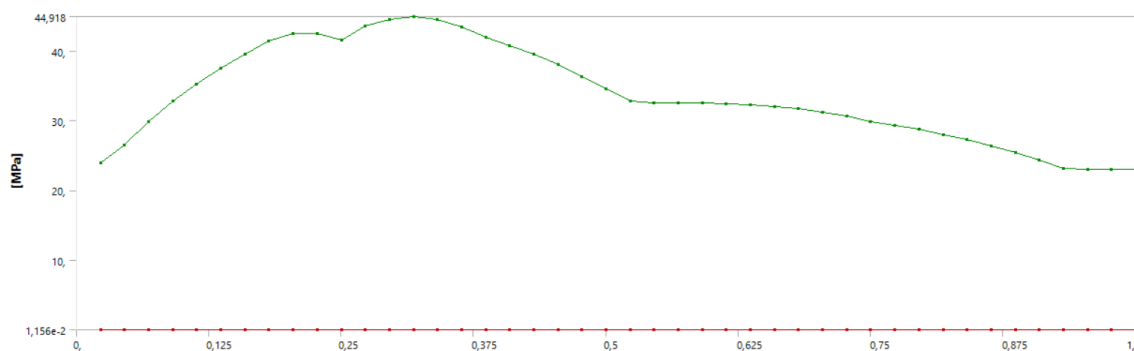
La evolución de la deformación total al paso del tren es la mostrada en las *Figura 115, 116, 117 y 118*.





## Tren dels Llacs

- Evolución de las tensiones: los diagramas adjuntos proporcionan la visión de la evolución temporal de las tensiones, aunque hay que resaltar que el valor del Eje Y es superior al real por tensiones puntuales irreales.

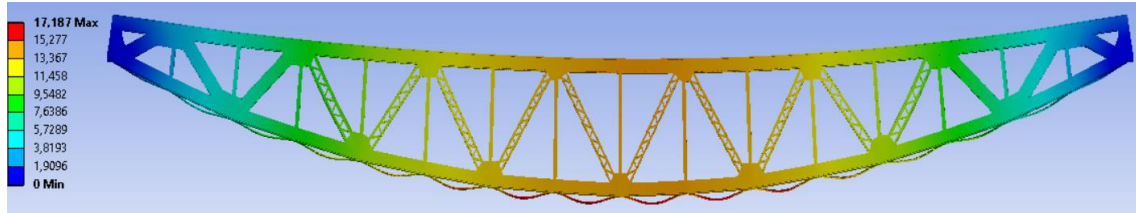
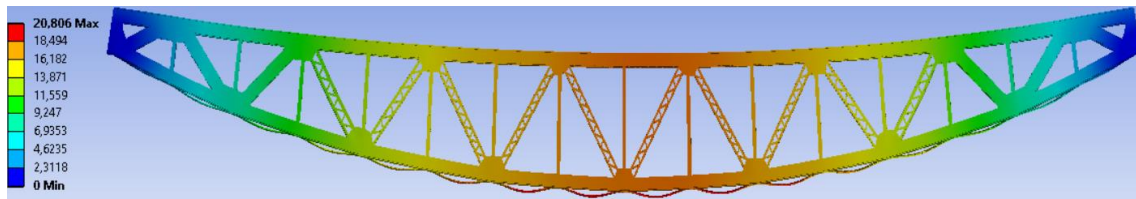
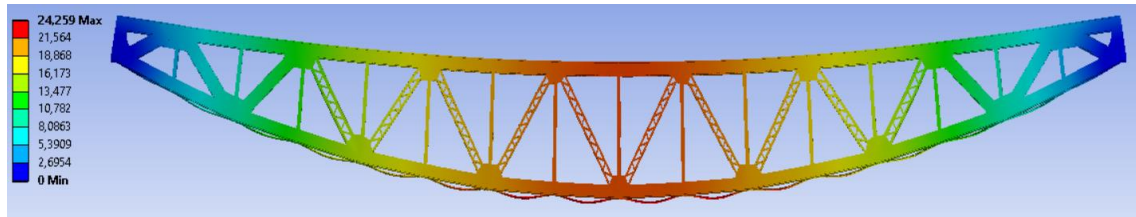
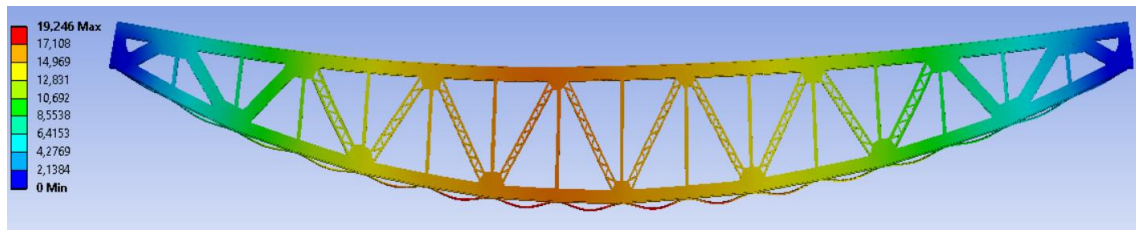


- Posición del tren desfavorable: se muestra un esquema para conocer la posición del tren cuando se registran las mayores deformaciones y tensiones.

Tabla 23. Posición tren más desfavorable por divisiones del tramo metálico

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
V	V	V	V	V/L	L	L	L	L	L	L	L	L/0	0	0	0

La evolución de la deformación total al paso del tren es la mostrada en las Figuras 119, 120, 121 y 122.



## 8. BIBLIOGRAFÍA

- [1] «touRail,» Fundación de los Ferrocarriles Españoles, [En línea]. Available: [http://www.tourail.com/fichas/elementos\\_patrimonio.asp?item=142](http://www.tourail.com/fichas/elementos_patrimonio.asp?item=142).
- [2] L. Prieto i Tur y J. C. Enguix i Peiró, El transpirenaico del Noguera Pallaresa y el ferrocarril Lleida-Teruel-Baeza, Barcelona: Graffich, 1994.
- [3] O. Aríñez Bruna, "Puentes metálicos ferroviarios en Aragón y su entorno. Visión histórica y estructural", tesis doctoral, UNIZAR, Zaragoza, 2016.
- [4] "Instrucción para la redacción de proyectos de tramos metálicos", Gaceta de Madrid, nº 297, 24 de Octubre de 1925.
- [5] P. L. Ochando, «Segundo Proyecto Reformado del Viaducto de Santa Liña,» 1944.
- [6] P. Verdejo Gimeno y M. G. López Patiño, "La línea Saint Giron-Baeza. Desarrollo histórico y acercamiento a su patrimonio arquitectónico", VII Congreso de Historia Ferroviaria, Valencia, 2017.
- [7] J. P. Torner, «Ferrocarriles de España,» 1 Marzo 2012. [En línea]. Available: <https://www.spanishrailway.com/lerida-a-balaguer-y-pobla-de-segur/>.
- [8] «Tren dels Llacs,» [En línea]. Available: <http://www.trendellsllacs.cat/es/tren-y-trazado>.
- [9] «TrensCat,» [En línea]. Available: <http://www.trenscat.com/pobla/>.
- [10] P. L. Ochando, «3º Proyecto Reformado del Viaducto de Santa Liña,» 1948.
- [11] J. E. Ibarra, «Viaducto de Santa Liña. Proyecto Reformado del arco 50 metros de luz,» 1929.
- [12] [En línea]. Available: <https://www.flickr.com/photos/jesfarma/16349906029/>.
- [13] [En línea]. Available: <https://forotrenes.com/foro/viewtopic.php?f=9&t=1594&start=200>.
- [14] Laboratorio Central de Estructuras y Materiales. Línea Lérida - Pobla de Segur, Exp nº 42.915-C-20, p. 1.
- [15] «Vía libre, La revista del Ferrocarril,» [En línea]. Available: [https://www.vialibre-ffe.com/pdf/10715\\_pdf\\_03.pdf](https://www.vialibre-ffe.com/pdf/10715_pdf_03.pdf).
- [16] «Ferropedia,» [En línea]. Available: [http://www.ferropedia.es/mediawiki/index.php/Renfe\\_Serie\\_241-4001\\_a\\_4056](http://www.ferropedia.es/mediawiki/index.php/Renfe_Serie_241-4001_a_4056).
- [17] «Asociación para la Reconstrucción y Puesta en Servicio de Material Ferroviario Histórico,» [En línea]. Available: [https://www.armf.net/es/rest\\_llistat.php](https://www.armf.net/es/rest_llistat.php).

### Otras Fuentes Consultadas:

- [18] «Revista de Obras Públicas,» Órgano Profesional de los Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, [En línea]. Available: <http://ropdigital.ciccp.es/>

- [19] «Tipología de puentes,»[En línea]. Available:  
<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/3284/53977-5.pdf?sequence=5&isAllowed=y>
- [20] «Infraestructura. Descripción y Características Generales. Definición, Características y Tipología de los Puentes.» Administrador de Infraestructuras Ferroviarias, [En línea]. Available:  
[http://descargas.adif.es/ade/u18/GCN/NormativaTecnica.nsf/v0/CE4E22FA05103DE8C1257D8600450C20/\\$FILE/NAP%202001.pdf?OpenElement](http://descargas.adif.es/ade/u18/GCN/NormativaTecnica.nsf/v0/CE4E22FA05103DE8C1257D8600450C20/$FILE/NAP%202001.pdf?OpenElement)
- [21]M. Benedí, "Estudio constructivo y rehabilitación como hotel y restaurante de la antigua estación ferroviaria de Alcorisa (Teruel)", trabajo fin de grado, grado arquitectura técnica, Universidad de Lérida (UdL), Lérida, 2015
- [22] [En línea]. Available: <https://studentcommunity.ansys.com/>
- [23] [En línea]. Available: <https://www.researchgate.net/>
- [24] [En línea]. Available: <http://www.xansys.org/>
- [25] [En línea]. Available: <https://www.ozeninc.com/>
- [26] [En línea]. Available: <https://www.youtube.com/watch?v=uwim3BdINcs>
- [27] [En línea]. Available: <https://www.youtube.com/watch?v=9RB44N97SB0&t=1292s>
- [28] [En línea]. Available: <https://www.youtube.com/watch?v=J0cCA1PAINU&t=300s>
- [29] [En línea]. Available: <https://www.youtube.com/watch?v=N4EMVI25LXI&t=518s>
- [30] [En línea]. Available:[https://biblioguias.uam.es/citar/estilo\\_ieee](https://biblioguias.uam.es/citar/estilo_ieee)
- [31] [En línea]. Available:  
[http://www2.unavarra.es/gesadj/servicioBiblioteca/tutoriales/Citar\\_referenciar\\_\(IEEE\).pdf](http://www2.unavarra.es/gesadj/servicioBiblioteca/tutoriales/Citar_referenciar_(IEEE).pdf)
- [32] [En línea]. Available:  
[https://uao.libguides.com/c.php?g=529834&p=5786315#:~:text=REFERENCIAR%20ART%C3%8DCULO%20DE%20PERI%C3%93DICO%20EN%20IEEE&text=Apellido\(s\)%2C%20%22T%C3%ADtulo%20del%20art%C3%ADculo%2C%22%20T%C3%ADtulo,abreviado\)%2C%20A%C3%B1o%20de%20publicaci%C3%B3n.](https://uao.libguides.com/c.php?g=529834&p=5786315#:~:text=REFERENCIAR%20ART%C3%8DCULO%20DE%20PERI%C3%93DICO%20EN%20IEEE&text=Apellido(s)%2C%20%22T%C3%ADtulo%20del%20art%C3%ADculo%2C%22%20T%C3%ADtulo,abreviado)%2C%20A%C3%B1o%20de%20publicaci%C3%B3n.)